



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Estudio experimental de la resistencia a punzonamiento de un puente sobre el río Anoia en la carretera BV-2249 en Gelida, construido en 1932.

Trabajo realizado por:

Alberto Damian Sarmiento Anchundia

Dirigido por:

Antonio Ricardo Marí Bernat

Pablo Gonzalo Fernández

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, Enero de 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

Dedicatoria

Dedico este trabajo a mi madre, Zoila, por toda su ayuda en los buenos y malos momentos, porque nunca me dejó rendir y siempre me apoyó en cada paso para cumplir este gran sueño. Te amo mamá.

A mis hermanos, Bryan y Josencka, por su cariño y afecto. Gracias por darme todo su apoyo en cada momento y siempre animarme a que no me rinda en todo el proceso.

A mi esposa, Milena, por darme siempre todo su amor incondicional y las fuerzas necesarias para continuar. Gracias por atreverte a soñar junto a mí y venir conmigo desde Ecuador a cumplir ambas nuestras metas.

A mis suegros, Jenny y William, por ser como mis segundos padres y apoyarnos tanto a mí como a mi esposa incondicionalmente para obtener este gran logro.

Agradecimientos

A la Universidad Polit cnica de Cataluña y la Diputación de Barcelona, por la oportunidad de participar en su proyecto de investigación.

A mi tutor, PhD. Antonio Marí, docente de la UPC que sembr  en mi la semilla de la curiosidad y la investigación, gracias infinitas. También deseo expresar mi agradecimiento a la profesora Eva Oller que en todo momento me ha ayudado en cuanto he necesitado.

Mi reconocimiento al ingeniero de la Diputación de Barcelona D. Valentí Aceña, por su altura de miras y visión estratégica, fomentando la colaboración entre ambas instituciones.

Al doctorando, Pablo Fernández, por su gran disposición de ayuda hacia los demás.

Y al personal del laboratorio de estructuras de la UPC, Tomas García, Carlos Hurtado, Robert Mc-Allon, Jordi Lafuente y Jordi Cabrerizo por toda la ayuda prestada. También deseo expresar mi agradecimiento a M  Josep Palau, ingeniera de la Diputación de Barcelona, a Sebasti  Ribot, de la empresa AYESA (Dirección de obra) y a Sergi Font, de la empresa Constructora PASQUINA, entre otros técnicos de la obra, por el interés mostrado y esfuerzo realizado en todo momento para facilitar y llevar a cabo satisfactoriamente las tareas de identificación, corte, manipulación y transporte de las piezas del tablero del puente a ensayar.

Resumen

¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente?, ¿con qué lógica el ingeniero estructural debe certificar la seguridad de un puente existente, en especial si es muy antiguo? A esto tratan de responder la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC) y la Diputación de Barcelona (DIBA), a través de un proyecto conjunto, en desarrollo actualmente, centrado en la evaluación de puentes y otras infraestructuras de hormigón armado construidas a principios del siglo XX a fin de conocer su resistencia a esfuerzos cortantes, punzonamiento y flexión.

En el marco de este convenio entre UPC y DIBA se realizó el ensayo de varios elementos extraídos de uno de los tramos del tablero del puente sobre el río Anoia, en la carretera BV-2249 que conecta Gelida con San Lorenzo de Hortóns, entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393. El puente, de planta recta, tiene una longitud total de 110 metros, y consta de 11 vanos de aproximadamente 10 metros de luz. El tablero está formado por vigas de hormigón armado de sección PI simplemente apoyadas en estribos y pilas intermedias. Las piezas están armadas con barras lisas de acero de 240 MPA, existiendo armaduras inclinadas y cercos para resistir el cortante longitudinal.

La investigación experimental fue enfocada a conocer la capacidad última frente a cargas concentradas, que, en principio, podrían generar punzonamiento en la losa. Para la predicción de resultados se utilizaron diversas normas tales como EHE-08, EC-2, ACI 318-19 y el modelo analítico Compression Chord Capacity Model. Para la realización de los ensayos, uno de los tramos del puente fue desmontado en obra y dividido en tres piezas en forma de PI, para luego ser trasladadas al laboratorio de estructuras de la universidad. Se realizaron así mismo ensayos de caracterización de las resistencias de los materiales.

Se descubrió que la capacidad de las losas del tablero y la forma de rotura estaba en función de la coacción lateral del fondo de las almas, lo cual se materializó utilizando apoyos de neopreno, teflón y arriostramiento transversal para simular las diferentes coacciones del tablero al largo su longitud. Se pudo comprobar en los ensayos que la losa del tablero puede fallar por flexión cuando existe poca o nula coacción de la base de las almas, como ocurre en las zonas lejanas a los apoyos o por punzonamiento, si la coacción es grande como ocurre sobre las pilas.

Este tipo de ensayos nos dan una visión más global para conocer el estado actual y el comportamiento estructural de puentes antiguos e infraestructuras similares estando en uso hoy por hoy.

Palabras Claves: punzonamiento, losas, hormigón, ensayos de laboratorio, evaluación de puentes.

Abstract

Are we capable to evaluate the safety of an existent bridge? Under which conditions should a structural engineer certify the safety of a bridge, especially if it is very old? These questions are to be answered by Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) and Diputació de Barcelona (DIBA), through a joint project, currently developing, in order to determine shear strength, punching and bending of bridges and other concrete structures constructed at the beginning of XX century.

Among the performed activities in the joint project between DIBA and UPC, several extracted elements of a slab of the bridge above Anoia River were analyzed. The bridge is located in BV-2249 highway that connects Gelida to San Lorenzo de Hortóns on 2+220 and 2+393 kilometers points. The bridge, a straight ground plan, has a total length of 110 meters divided in 11 sections of 10 meters each. The slab is made of concrete beams of PI section that rely on piers and stirrups. The pieces are formed by 240 MPa steel rods with inclined reinforcement and stirrups to resist longitudinal shearing.

The experimental investigation focused to know the maximum capacity to consolidated load, which may cause punching in the slab. So as to perform the assays, one bridge slab was dismantled in the place and subsequently divided in three pieces in the form of PI. The pieces were transferred to Structure Laboratory. Also, characterization assays were executed to determine material resistance. According to results prediction, several normative were referenced, such as EHE-08, EC-2, ACI 318-19 and Compression Chord Capacity Model.

It has been discovered that slab capacity and form of breakage is related to lateral coaction of webs, which was materialized using neoprene, Teflon and side bracing to simulate different slab coactions. It is also reported that slabs may fail by bending forces when there is lack of base coaction, as occurs in zones far from support areas; or by punching if its coaction is big enough, as it occurs near the piers.

Assays of these types allow knowing and verifying the actual state and structural behavior of old bridges and similar structures that are being used at the time.

Key words: Punching, slabs, concrete, laboratory assays, bridges evaluation.

Contenido

1	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	8
1.1	Introducción.....	8
1.2	Objetivo general	8
1.3	Objetivos particulares	9
1.4	Organización de la tesis	9
2	ESTADO DEL ARTE	10
2.1	Mecánica del Punzonamiento	12
2.2	Modelo clásico de punzonamiento (Kinnunen y Nylader (1960))	14
2.3	Efecto tamaño (Modelo de Broms)	16
2.4	Influencia de la armadura (Modelo de Menétrey)	21
2.5	Critical Shear crack Theory (Modelo de Muttoni)	25
2.6	Compression Chord Capacity (Marí <i>et al.</i> , 2018).	29
2.6.1	Posición e inclinación de la fisura critica.....	30
2.6.2	Efecto del estado de tensión multiaxial en la zona comprimida	32
2.6.3	Obtención de la resistencia a punzonamiento con refuerzo longitudinal no plastificado	34
2.7	Normativa actual.....	36
2.7.1	EHE-08 : Instrucción de Hormigón Estructural	36
2.7.2	EN1992-1-1. Eurocódigo 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings	38
2.7.3	ACI standard-Building Code Requirements for Structural Concrete-ACI 318-19	40
3	DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y ELEMENTOS A ENSAYAR	41
3.1	Descripción	41
3.1.1	Propuesta de cortes de piezas	43
3.1.2	Primera propuesta.....	43
3.1.3	Segunda propuesta.....	44
3.1.4	Propuesta final.....	45
3.2	Estudio, movimiento y transporte de las piezas.	48
3.2.1	Estudio de piezas	48
3.2.2	Movimiento de piezas	49
3.2.3	Transporte de las piezas	55
4	PLANTEAMIENTO DEL ENSAYO	57

4.1	Concepción de la campaña experimental	57
4.2	Elementos intervinientes en el ensayo	59
4.2.1	Piezas PI	59
4.2.2	Armaduras piezas PI	59
4.2.3	Pórtico	60
4.2.4	Carga ultima esperada	61
4.3	Caracterización de los materiales	62
4.3.1	Hormigón	62
4.4	Instrumentación	70
4.4.1	Marco metálico	70
4.4.2	Temposonic	71
4.4.3	Cámara	72
4.4.4	LVDT	73
4.4.5	Células de carga	74
4.5	Set-up	75
4.5.1	Montaje pieza PI 1	75
4.5.2	Montaje pieza PI 2	79
4.5.3	Montaje pieza PI 3	80
4.6	Representación del estudio de la carga puntual	81
5	RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS	82
5.1	Plan de ensayos	82
5.2	Ensayo pieza PI 1	83
5.2.1	Ficha de la pieza PI 1	84
5.2.2	Fisuras pieza PI 1	84
5.2.3	Rotura pieza PI 1	85
5.2.4	Acontecimientos pieza PI 1	87
5.3	Ensayo pieza PI 2	89
5.3.1	Ficha de la pieza PI 2	89
5.3.2	Fisuras pieza PI 2	90
5.3.3	Rotura pieza PI 2	91
5.3.4	Acontecimientos pieza PI 2	93
5.4	Ensayo pieza PI 3	96
5.4.1	Ficha de la pieza PI 3	96

5.4.2	Fisuras pieza PI 3	97
5.4.3	Rotura pieza PI 3	98
5.4.4	Acontecimientos pieza PI 3	99
5.5	Resumen de resultados	102
6	PREDICCIONES TEÓRICAS Y COMPARACIÓN	103
6.1	Calculos: EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural	103
6.2	Calculos: EN1992-1-1. Eurocodigo 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings	105
6.3	Calculos: ACI Estándar-Building Code Requirements for Structural Concrete-ACI 318-19.....	107
6.4	Calculos: Compression Chord Capacity Model (Modelo (Marí <i>et al.</i> , 2018).).....	109
6.5	Comparación de códigos de diseño	111
6.6	Comparación con resultados experimentales	112
7	RESUMEN Y CONCLUSIONES.	113
7.1	Resumen	113
7.2	Conclusiones.....	113
7.2.1	Conclusiones relativas al estado del conocimiento	113
7.2.2	Planteamiento del ensayo (corte, manipulación de piezas, transporte).....	113
7.2.3	Ensayos sobre materiales.	114
7.2.4	Resultados experimentales.	114
7.2.5	Comparación de las predicciones teóricas con los resultados experimentales.	115
8	REFERENCIAS	116

Índice de figuras

Fig. 2-1 Vista de una losa plana en construcción (Federación Internacional de Hormigón (FIB), 2001).....	10
Fig. 2-2 Colapso estructural debido a falla por punzonamiento en Suiza: Centro Comercial Serfontana, 1990 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).....	11
Fig. 2-3 Colapso estructural debido a falla por punzonamiento en Suiza: Estacionamiento subterráneo, Bluche, 1981 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).....	11
Fig. 2-4 Estacionamiento subterráneo, Gretzenbach, 2004 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).....	11
Fig. 2-5 Propagación de fisuras de acuerdo a los ensayos de Kinnunen y Nylander en losas apoyadas (Ericsson & Farahaninia, 2010).....	13
Fig. 2-6 Comparación del gráfico de carga-deflexión, muestras de prueba de losas falla a punzonamiento y muestras de prueba de corte a losa falla a flexión (Moeinaddini, 2012).....	14
Fig. 2-7 Modelo mecánico de Kinnunen y Nylander mostrado en fib (2001) (Lawler, 2008)	15
Fig. 2-8 Falla por esfuerzo de compresión radial propuesta por (Broms C. , 1990) como se muestra en (Federación Internacional de Hormigón (FIB), 2001).....	17
Fig. 2-9 Representación de las fuerzas de punzonamiento de una losa general reforzada (Menétrey, 2000).....	22
Fig. 2-10 Predicción de la carga de punzonamiento en una losa con reforzamiento a cortante (Menétrey, 2002).....	22
Fig. 2-11 Predicción de la carga de punzonamiento en una losa sin reforzamiento a cortante (Menétrey, 2002).....	23
Fig. 2-12 Curvas de respuesta para falla de flexión y punzonamiento (Menétrey P. , 1998) ..	24
Fig. 2-13 Cono de punzonamiento con diferentes inclinaciones 30°, 45°, 60° y 90° (Menétrey P. , 1998) ..	25
Fig. 2-14 Modelo analítico de (Muttoni, 2008) : (a) patrón de fisuras de la losa después de la falla; (b) puntal teórico que se desarrolla a través de la fisura crítica; (c) puntal en forma de codo; (d) gráficos de deformaciones radiales medidas en el plafón de la losa en función de la carga aplicada.....	26
Fig. 2-15 Ensayo de (Bollinger, 1985) con anillos de reforzamiento, efecto de refuerzo adicional alrededor de la fisura de corte crítica en la capacidad de carga: (a) resultados de la prueba; (b) y (c) diseño de refuerzo de la muestras 11 y 12	26
Fig. 2-16 Relación momento-curvatura: leyes bilineal y cuadrilineal (Muttoni, 2008).....	27
Fig. 2-17 Ensayos por (Kinnunen & Nylander, 1960) : (a) comparación de los ensayos de carga-rotación para pruebas y para expresiones analíticas propuestas. (Muttoni, 2008).....	28
Fig. 2-18 Procedimiento de diseño para verificar la resistencia de punzonamiento de la losa (Muttoni, 2008).	29
Fig. 2-19 Componentes de resistencia al corte según el MASM. (a) Elementos sin estribos. (b) Elementos con estribos (Marí, <i>et al.</i> , 2018)	29
Fig. 2-20 Fisura crítica, perímetro crítico y fuerzas en una porción de losa sobre la fisura crítica (Marí, <i>et al.</i> , 2018)	31
Fig. 2-21 Perfil esquemático de tensiones verticales cerca de la parte inferior de la losa y el estado de las tensiones en un punto (Marí, <i>et al.</i> , 2018).	32

Fig. 2-22 (a) Tensiones principales en la región de losa no fisurada; (b) envolvente de falla biaxial Kupfer modificada (Marí, <i>et al.</i> , 2018).	33
Fig. 2-23 Fuerzas en un segmento de losa sobre la fisura crítica (Marí, <i>et al.</i> , 2018).	34
Fig. 2-24 Perímetro crítico (EHE-08)	36
Fig. 2-25 Perímetros críticos típicos alrededor de las reas cargadas (Eurocodigo 2)	38
Fig. 3-1 Vista general del puente ubicado sobre el río Anoia entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393.	41
Fig. 3-2 Paso de vehículos sobre el puente ubicado sobre el río Anoia entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393.	41
Fig. 3-3 Sección transversal del tablero del puente actual, ancho total 5 metros (Planos del proyecto de reforma , 1928)	42
Fig. 3-4 Primera propuesta de líneas de cortes para losa de punzonamiento AutoCAD.	43
Fig. 3-5 Sección transversal primera propuesta AutoCAD.....	43
Fig. 3-6 Sección longitudinal primera propuesta AutoCAD.....	44
Fig. 3-7 Corte de la sección longitudinal primera propuesta sin daños en los extremos AutoCAD.	45
Fig. 3-8 Corte de la sección longitudinal segunda propuesta con daños en los extremos AutoCAD.	45
Fig. 3-9 Propuesta final de líneas de cortes para losa de punzonamiento AutoCAD.	46
Fig. 3-10 Sección transversal del tablero de puente desmontada.....	46
Fig. 3-11 Sección transversal propuesta final AutoCAD.....	46
Fig. 3-12 Sección transversal del tablero del puente cortada.....	47
Fig. 3-13 Corte de la sección longitudinal propuesta final con daños en los extremos AutoCAD.	47
Fig. 3-14 Sección longitudinal del tablero del puente cortada.....	47
Fig. 3-15 Nubosidad y humedad relativa entre los años 2013-2017	48
Fig. 3-16 Peso estimado/pieza: 6,51 toneladas	49
Fig. 3-17 Detalle transversal de barras de anclaje, chapa y argolla.	53
Fig. 3-18 Detalle de chapa de anclaje	53
Fig. 3-19 Detalle en planta de ubicación de barras de anclaje, chapa y argolla.....	54
Fig. 3-20 Detalle real de la ubicación de barras de anclaje, chapa y argolla.	54
Fig. 3-21 Camión tipo grúa 6x4 MAN TGA 33.360	55
Fig. 3-22 Puente grúa laboratorio de estructuras capacidad 5 toneladas.	55
Fig. 3-23 Tanqueta de carga con timón giratorio.	56
Fig. 3-24 Tanqueta de carga parte fija.....	56
Fig. 4-1 Ubicación de la pieza PI para ensayos a punzonamiento.	58
Fig. 4-2 Ubicación de la placa de acero.	58
Fig. 4-3 Sección transversal del tablero del puente sobre el río Anoia (Planos del proyecto de reforma , 1928).....	59
Fig. 4-4 Detalle de armado de la pieza cortada en centro del vano.....	60
Fig. 4-5 Detalle de armado de la pieza cortada en los apoyos del vano.....	60
Fig. 4-6 Pórtico del laboratorio de estructuras	61
Fig. 4-7 Curva carga-desplazamiento con diferentes f_{ck} (resistencia característica hormigón)	61

Fig. 4-8 Extracción de testigos	63
Fig. 4-9 Maquina extractora de probetas de hormigón	63
Fig. 4-10 Mezcla de azufre y apoyo para refrentar.	64
Fig. 4-11 Probetas de hormigón refrentadas.	64
Fig. 4-12 Ensayo a compresión simple: a) Probeta sin romper b) Probeta rota	65
Fig. 4-13 Ciclo para la determinación del módulo secante de elasticidad estabilizado	67
Fig. 4-14 Ensayo del módulo de elasticidad	68
Fig. 4-15 Fijación de marco metálico a las almas de la pieza.	70
Fig. 4-16 Marco metálico.	71
Fig. 4-17 Temposonic.	71
Fig. 4-18 Ubicación del temposonic	72
Fig. 4-19 Ubicación de cámara y reflectores de luz	72
Fig. 4-20 LVDT colocado	73
Fig. 4-21 Célula de carga	74
Fig. 4-22 Ubicación de la pieza en el centro del pórtico	75
Fig. 4-23 Apoyo de neopreno en las almas de la pieza PI 1	75
Fig. 4-24 Ubicación de placa metálica en el centro de la losa	76
Fig. 4-25 Montaje de marco metálico	76
Fig. 4-26 Montaje del temposonic	77
Fig. 4-27 Ubicación de cámara	77
Fig. 4-28 Ubicación del LVDT	78
Fig. 4-29 Acopio de piezas en forma de PI	78
Fig. 4-30 Teflón apoyo móvil	79
Fig. 4-31 Colocación de apoyos en las almas (neopreno y teflón)	79
Fig. 4-32 Vista frontal de la pieza PI 3 con arriostramientos	80
Fig. 4-33 Vista lateral de los arriostramientos con las células de carga	80
Fig. 4-34 Ubicación de la placa de acero	81
Fig. 4-35 Trazado manual del centro geométrico de la pieza.	81
Fig. 5-1 Realización de ensayo pieza PI 1	83
Fig. 5-2 Armado de la pieza PI 1	84
Fig. 5-3 Estado final de la pieza PI 1 vista frontal.	84
Fig. 5-4 Fisuración cara inferior estado final de la pieza PI 1.	85
Fig. 5-5 Carga-Flecha en centro de vano pieza PI 1.	85
Fig. 5-6 Carga-Desplazamiento alma derecha pieza PI 1.	86
Fig. 5-7 Carga-Desplazamiento alma izquierda pieza PI 1.	86
Fig. 5-8 Fisuración estado límite de fluencia pieza PI 1.	87
Fig. 5-9 Fisura máxima medida con regla pieza PI 1	88
Fig. 5-10 Diámetro de varilla losa de tablero pieza PI 1	88
Fig. 5-11 Salto de recubrimiento en las almas pieza PI 1.	89
Fig. 5-12 Realización de ensayo pieza PI 2	89
Fig. 5-13 Armado de la pieza PI 2	90
Fig. 5-14 Estado final de la pieza PI 2 vista frontal.	90
Fig. 5-15 Fisuración cara inferior estado final de la pieza PI 2.	91
Fig. 5-16 Carga-Flecha en centro de vano pieza PI 2.	91

Fig. 5-17 Carga-Desplazamiento alma derecha pieza PI 2.	92
Fig. 5-18 Carga-Desplazamiento alma izquierda pieza PI 2.	92
Fig. 5-19 Fisuración estado límite de fluencia pieza PI 2.	93
Fig. 5-20 Diámetro de varilla 11mm losa de tablero pieza PI 2.....	94
Fig. 5-21 Diámetro de varilla 13mm losa de tablero pieza PI 2.....	94
Fig. 5-22 Espaciamiento de varilla de 150mm pieza PI2.....	95
Fig. 5-23 Espaciamiento de varilla de 200mm pieza PI2.....	95
Fig. 5-24 Espaciamiento de varilla de 300mm pieza PI2.....	95
Fig. 5-25 Realización de ensayo pieza PI 3.	96
Fig. 5-26 Armado de la pieza PI 3.	96
Fig. 5-27 Estado final de la pieza PI 3 vista lateral.....	97
Fig. 5-28 Fisuración cara inferior estado final de la pieza PI 3.	97
Fig. 5-29 Carga-Flecha en centro de vano pieza PI 3.	98
Fig. 5-30 Carga-fuerza tirante pieza PI 3.	98
Fig. 5-31 Carga-aperturas almas PI 3.....	99
Fig. 5-32 Fisuración debido a punzonamiento pieza PI 3.	100
Fig. 5-33 Diámetro de varilla 9.49mm losa de tablero pieza PI 3.....	100
Fig. 5-34 Diámetro de varilla 12.51mm losa de tablero pieza PI 3.....	101
Fig. 5-35 Diámetro de varilla 13.89mm losa de tablero pieza PI 3.....	101
Fig. 5-36 Placa incrustada, falla por punzonamiento pieza PI 3.	102
Fig. 5-37 Agujero de placa incrustada retirada, falla por punzonamiento pieza PI 3.	102

1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 Introducción

¿Con qué razonamientos se orienta el ingeniero estructural con el fin de certificar la seguridad suficiente de un puente existente? España, al igual que diferentes países no posee una normativa determinada que precise las acciones que se deban considerar, tampoco los factores de seguridad que hay que emplear para las distintas solicitaciones y la resistencia que puede usarse en la comprobación estructural o de la funcionalidad de puentes en servicio, a diferencia de lo que acontece en proyectos de nuevos puentes (Sobrino & Casas, 1992).

En la actualidad, muchos gobiernos los cuales gestionan infraestructuras viales afrontan la necesidad de evaluar la capacidad de los puentes existentes, en algunos casos suficientemente antiguos (Sobrino & Casas, 1992). Sin embargo, las labores de mantenimiento y rehabilitación de estructuras presumen, cada vez más, una significativa cantidad de recursos para los organismos dedicados a la gestión de las infraestructuras varias en los diferentes países subdesarrollados y desarrollados, lamentablemente, hoy por hoy los recursos económicos asignados para este tipo de infraestructuras son siempre limitados y se debe optimizar de la mejor manera su inversión (Casas & Sobrino, 1992).

Dado esto, los problemas de pérdidas de capacidad portante, degradación del hormigón, y en secuela, la corrosión de las armaduras son cada vez más usuales debido a la decadencia progresiva de las infraestructuras varias existentes (Sobrino & Casas, 1992). Y es por esto, que se precisa utilizar criterios probabilísticos que permiten obtener la seguridad y funcionalidad de puentes como de todo tipo de infraestructuras, actualizando las capacidades cargas y las solicitaciones reales de estas. Varios de los aspectos básicos en el proceso de evaluación de infraestructuras son: empleo de datos de las inspecciones o ensayos, propiedades mecánicas de los materiales, degradación del hormigón o las armaduras, refuerzos, erróneo funcionamiento de los apoyos, localización de otras patologías, etcétera (Sobrino & Casas, 1993).

Expuesto lo anterior la Diputación de Barcelona en conjunto con el departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (DECA) de la Universidad Politécnica de Cataluña están interesados en colaborar para el desarrollo de la investigación referente al estudio de la resistencia a esfuerzos cortante, punzonado y flexión del tablero del puente sobre el río Anoia ubicado en Gélida, y mediante un convenio se establecen los respectivos compromisos y obligaciones.

Con el interés de ambas partes se abre la posibilidad de realizar ensayos en el laboratorio de estructuras de la Universidad Politécnica de Cataluña para estudiar y conocer mejor el campo de las estructuras antiguas, para de tal manera conocer el estado de esta y otras estructuras parecidas contemporáneas.

1.2 Objetivo general

El objetivo general de este proyecto de investigación es evaluar la capacidad a punzonamiento en el puente sobre el río Anoia y de esta investigación derivar la capacidad de las losas de

tablero de estructuras antiguas tales como: puentes y otras infraestructuras parecidas contemporáneas.

1.3 Objetivos particulares

Dentro de los objetivos particulares están los siguientes:

- Evaluar el métodos analítico desarrollado por (Marí *et al.*, 2018) incorporando todos los fenómenos impuestos para la evaluación de capacidad de la losa de tablero del puente.
- Evaluar la carga ultima de punzonado obtenida mediante ensayos con las normativas (EHE-08), (Eurocodigo 2) y (ACI 318-19).
- El estudio de las propiedades mecánicas de los materiales, la degradación del hormigón debido al envejecimiento y la corrosión de los refuerzos.
- El estudio del comportamiento de la losa de tablero del puente sobre el rio Anoia y sobre su posible forma de falla cuando este en uso.

1.4 Organización de la tesis

El capítulo uno proporciona una breve reseña de la capacidad que tenemos los ingenieros estructurales para evaluar estructuras antiguas debido a la falta de normativa, la problemática de falta de recursos y la oportunidad que hay con la diputación de Barcelona en conjunto con la Universidad Politécnica de Cataluña de evaluar este tipo de estructuras.

El capítulo dos es una revisión del estado del arte. Algunos de los métodos más influyentes e ilustrativos a través de los años y el estado de conocimiento actual de las diferentes normativas en uso.

El capítulo tres proporciona una descripción general del puente, las diferentes propuestas analizadas para el corte de las piezas y el estudio, movimiento y transportación de las mismas.

El capítulo cuatro, se plantea la campaña experimental y los elementos que intervendrán para los ensayos, su debida instrumentación y montaje de las piezas a ensayar. Como también se plantea caracterizar los materiales para conocer sus propiedades mecánicas actuales.

El capítulo cinco se realizaran los ensayos correspondientes a las piezas a ensayar, en las cuales se tomaran evidencias de cada una y su debido fallo.

El capítulo seis, presenta las predicciones teóricas y las debidas comparaciones con las diferentes normativas y modelo analítico de (Marí *et al.*, 2018).

El capítulo siete, resumen y conclusiones.

El capítulo ocho, Bibliografía recopilada.

2 ESTADO DEL ARTE

En la actualidad las losas planas sin ábacos (Drop Panels) son ampliamente utilizadas en varios países debido a sus grandes ventajas económicas y funcionales. A primera vista tienen una apariencia simple, pero las losas planas tienen un comportamiento complejo en flexión y en corte. Por lo cual este motivo ha llevado a cabo a realizar investigación teórica y experimental en el análisis de los momentos de carga a flexión y en el diseño por punzonamiento con y sin transferencia de momentos entre la losa y la columna. En la siguiente figura Fig. 2-1 se muestra un ejemplo de una losa plana en construcción. (Federación Internacional de Hormigón (FIB), 2001).

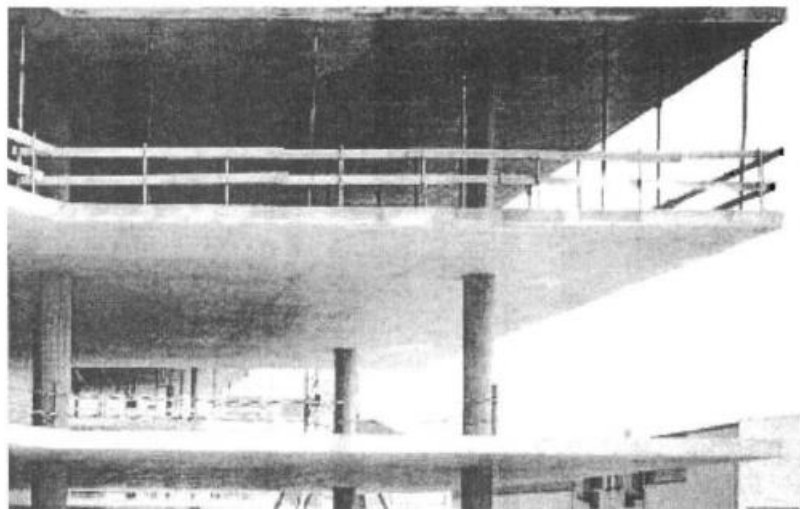


Fig. 2-1 Vista de una losa plana en construcción (Federación Internacional de Hormigón (FIB), 2001).

Desde el punto de vista historio las fallas por punzonamiento no se han dado con mucha frecuencia pero en las últimas décadas, se han reportado varios colapsos debido a este tipo de falla tanto en Europa como en América, algunas hasta resultando en bajas humanas. En Suiza, en el año 1970, la falla por punzonamiento de una losa durante su etapa de construcción acarrió el colapso paulatino de una gran parte de un centro comercial Fig. 2-1. En el año 1981, se originó otro colapso en un estacionamiento subterráneo en Bluche, Suiza, que causó la muerte de dos niños Fig. 2-3. El 27 de noviembre del 2004, sucedió un colapso de un estacionamiento subterráneo en Gretzenbach, Suiza Fig. 2-4 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).



Fig. 2-2 Colapso estructural debido a falla por punzonamiento en Suiza: Centro Comercial Serfontana, 1990 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).



Fig. 2-3 Colapso estructural debido a falla por punzonamiento en Suiza: Estacionamiento subterráneo, Bluche, 1981 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).



Fig. 2-4 Estacionamiento subterráneo, Gretzenbach, 2004 (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).

Estos tipos de fallas estructurales se dieron por varios motivos tales como: insuficiencias en el diseño, carencias en las reglas de diseño establecidas en fórmulas empíricas e incluso errores humanos durante la realización de la construcción. Pese a los esfuerzos regulados que indican que la seguridad estructural no debe verse implicada, o al menos los daños deben ser limitados y proporcionales a tales causas (Fernández, Mirzaei, & Muttoni, 2013).

Es por tal motivo que la estructura de este capítulo se centra en entender el mecanismo de la falla por punzonamiento, mediante algunos de los principales modelos analíticos que se han utilizado a la largo del tiempo.

2.1 Mecánica del Punzonamiento

Tal como se describió anteriormente este tipo de falla se da, generalmente, en losas planas de hormigón armado que están soportadas únicamente por columnas (apoyos puntuales).

La falla por punzonamiento es una falla por corte que se sitúa centralmente en la región de discontinuidad (región D) de la losa plana con esfuerzos altamente concentrados en el espacio de la columna. En esta área surge una fisura inclinada a la redonda de la columna y a continuación la columna con una forma de cono de punzonamiento se separa de la losa. (Federación Internacional de Hormigón (FIB), 2001)

De manera general este tipo de fractura comienza con la formación de fisuras a flexión en el fondo de la superficie de la losa causadas por los momentos impuestos. Primeramente aparecen fisuras tangenciales en la superficie superior de la losa alrededor de la columna (de forma circular) Fig. 2-5(a) y, a continuación, empiezan a propagarse fisuras radiales a partir de las fisuras tangenciales Fig. 2-5(b). Posteriormente, se van formando las fisuras tangenciales adicionales fuera de la circunferencia de la columna hasta que una de las fisuras se desarrolla de manera diagonal (oblicuo en un corte transversal) desde un punto a una cierta distancia (r) de la losa hasta ubicarse justo antes de la zona de compresión del hormigón (contiguo en la columna o en el punto de aplicación de la carga puntual) debido a la combinación de esfuerzos flectores y cortantes Fig. 2-5(c) y (d) (Ericsson & Farahaninia, 2010)

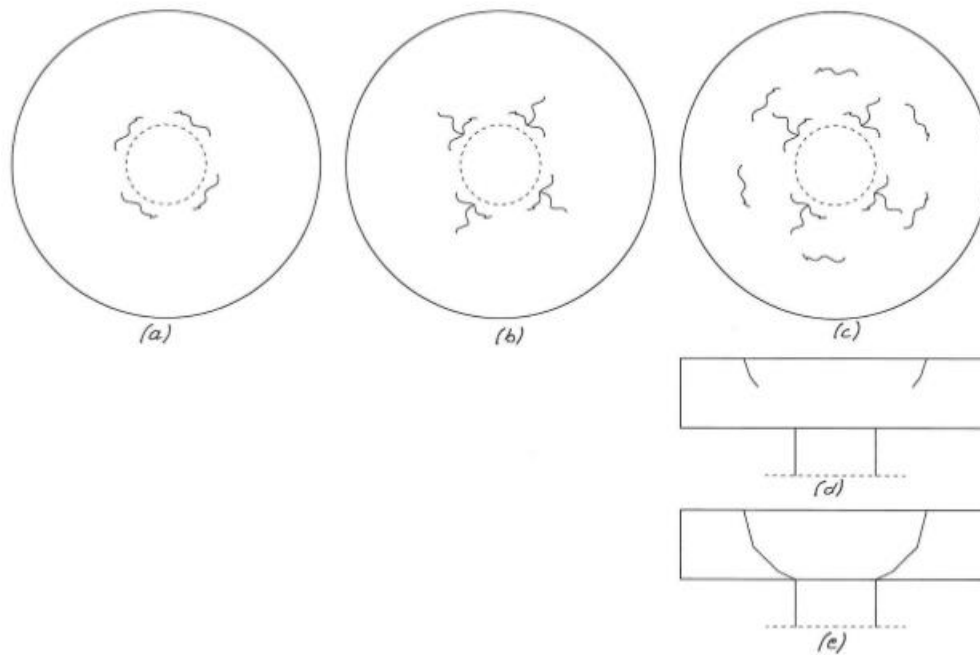


Fig. 2-5 Propagación de fisuras de acuerdo a los ensayos de Kinnunen y Nylander en losas apoyadas (Ericsson & Farahaninia, 2010).

Según (Moeinaddini, 2012) , generalmente las fisuras radiales se desarrollan a $1/2$ y $2/3$ de la carga última las cuales causan la falla por punzonamiento. Y después de la formación de las fisuras radiales, la condición de la losa es enteramente estable y se puede cargar y descargar sin alterar la carga última. Esta afirmación podría llevar a pensar que, en este estado de fisuración, todavía no se ha desarrollado el punzonamiento. Eventualmente una de las grietas tangenciales se convertirá en la superficie de falla en forma de cono.

En la siguiente figura Fig. 2-6 se muestra la aplicación de la carga versus la deflexión del test reportado en (Moeinaddini, 2012). Esta figura ilustra la diferencia entre la ductilidad de las losas que fallaron a la falla por punzonamiento y las losas que fallaron debido a flexión. De lo mostrado en el grafico podemos observar, que la falla por punzonamiento es una falla repentina con poca advertencia, mientras que la falla debido a la flexión se comporta de manera más dúctil antes de llegar a su falla total.

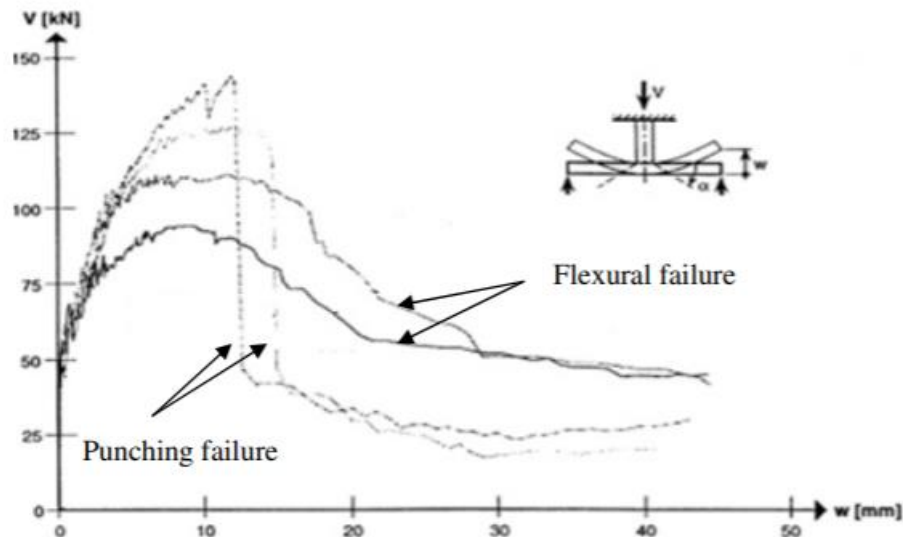


Fig. 2-6 Comparación del gráfico de carga-deflexión, muestras de prueba de losas falla a punzonamiento y muestras de prueba de corte a losa falla a flexión (Moeinaddini, 2012).

En una definición más nueva (Marí *et al.*, 2018) describe el fenómeno de falla por punzonamiento como una compresión de biela de hormigón en un sistema de bielas y tirantes o de una falla por compresión y tracción en la cascara troncocónica bajo esfuerzos biaxiales de compresión (cortante sobre el cordón comprimido de hormigón), semejante a la falla por cortante que sucede en vigas.

Indiferente de cómo se entienda el modelo de falla por punzonamiento, en las últimas décadas se ha realizado una cantidad significativa de investigación sobre el tema de falla por punzonamiento en las losas de concreto. Debido a estas investigaciones se han propuesto varios métodos analíticos y empíricos fundamentados en las observaciones y resultados obtenidos durante las pruebas experimentales. Por lo cual no es posible se cubra todo el trabajo previo sobre este tema. Sin embargo, en este capítulo se revisaran algunos de los métodos que se pueden considerar como los primordiales contribuyentes sobre el estado actual del conocimiento sobre la falla por punzonamiento.

2.2 Modelo clásico de punzonamiento (Kinnunen y Nylader (1960))

El primer modelo matemático elaborado para falla por punzonamiento fue propuesto por S. Kinnunen y H. Nylader en 1960 de Instituto de Real de Tecnología de Suecia (traducido del inglés Royal Sweden Institute of Technology) (Kinnunen & Nylander, 1960).

Su modelo se basaba en losas circulares de hormigón, cargadas uniformemente alrededor de su circunferencia. Las losas tenían un grosor nominal de 150mm y un diámetro de 1710mm.

La consecuencia de su modelo fue basado en las pruebas de resultados de 61 losas no reforzadas transversalmente. (Lawler, 2008).

Ellos presentaron un sistema estructural para la conexión entre losas y columnas tal y como se muestra en la fig. Fig. 2-7. Llegando a la conclusión de que el fragmento de losa que se encuentra fuera de la fisura de corte, circunscrita por la fisura de corte y por las fisuras radiales, pueden considerarse como un cuerpo rígido, en lo que respecta a la deformación en un plano radial. (Lawler, 2008).

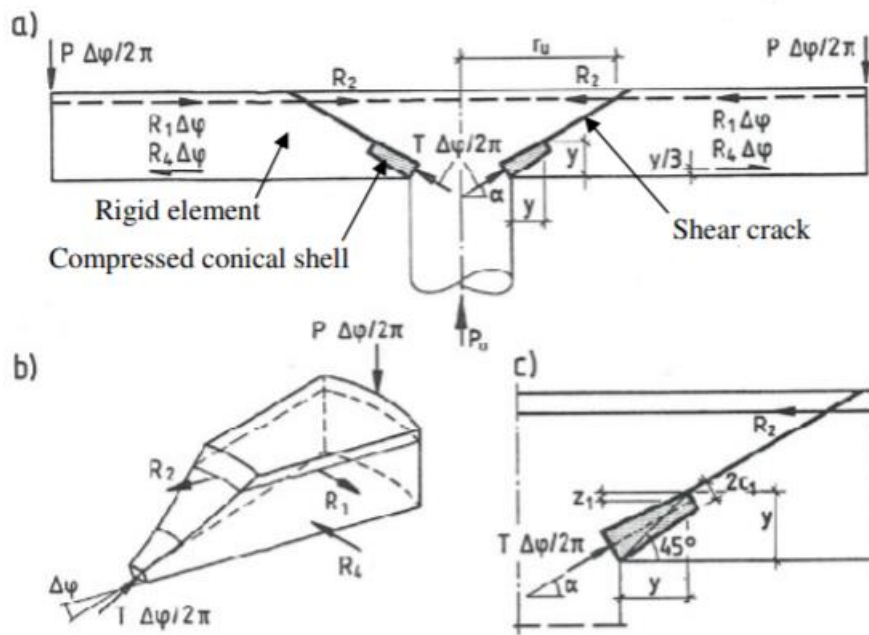


Fig. 2-7 Modelo mecánico de Kinnunen y Nylander mostrado en fib (2001) (Lawler, 2008)

El criterio de falla fue determinado como el esfuerzo a compresión en la cascara inclinada, o la tensión de compresión tangencial en la fisura de corte. Las ecuaciones (Ec. 2-1) y (Ec. 2-2) demuestran los parámetros para calcular la carga última de punzonamiento de la losa con dimensiones dadas, la cual va a resistir antes de la falla. (Lawler, 2008)

$$P = \frac{\pi B}{d} d^2 \frac{y}{d} * \frac{1 + \frac{2y}{B}}{1 + \frac{y}{B}} * \sigma_t f(\alpha) \quad (\text{Ec. 2-1})$$

Donde:

α – inclinación de la cascara cónica.

B – Diámetro de la columna.

d – Altura efectiva de losa.

y – Distancia desde la parte inferior de la losa hasta la raíz de la fisura de corte en la falla.
 σ_t – esfuerzo último en la cascara cónica.

$$P = 2fy \frac{r_s}{d} \left[2\pi * \rho * d^2 * \ln \left(\frac{c}{2c_0} \right) + \frac{A_{sc} d}{c_0} \right] \frac{d - \frac{y}{3}}{c - B} \quad)) \quad (\text{Ec. 2-2})$$

Donde:

f_y – Esfuerzo de fluencia del acero.

ρ – Cuantía de acero.

r_s – El radio del área de la losa en el que se alcanza la tensión del punto de fluencia, f_y .

A_{sc} – área de la sección transversal de la columna de acero de refuerzo.

d – Altura efectiva de losa.

c - Diámetro del círculo concéntrico con una columna en una losa plana, donde el momento flector es cero en caso de falla.

c_0 – Radio de la cascara cónica.

El valor de y es iterativo hasta que la (Ec. 2-1) y (Ec. 2-2) son similares. Si bien es un buen primer paso, el modelo de (Kinnunen & Nylander, 1960) es muy simplista y a lo largo de los años se han realizado varias modificaciones.

2.3 Efecto tamaño (Modelo de Broms)

(Broms C. , 1990), uso un similar enfoque al de (Kinnunen & Nylander, 1960) en el cual se asumía que la falla por punzonamiento ocurría cuando la tensión tangencial o el esfuerzo de compresión alcanzan sus valores críticos. A desemejanza de (Kinnunen & Nylander, 1960) quienes graduaron los valores críticos mediante el uso de resultados experimentales, (Broms C. , 1990) sugirió controles para las deformaciones y tensiones utilizando propiedades generalmente reconocidas del hormigón. (Moeinaddini, 2012).

Otra diferencia propia del método de (Broms C. , 1990) en comparación a (Kinnunen & Nylander, 1960) es que se consideran dos tipos de zonas de compresión las cuales son, zona de compresión tangencial y zona de compresión radial (Moeinaddini, 2012).

La ecuación (Ec. 2-3) expresa la limitación de esfuerzos tangenciales de compresión elevados.

$$\varepsilon_{cpu} = 0.0008 \left[\frac{150}{\alpha \chi_{pu}} \right]^{0.33} \left[\frac{25}{f'_c} \right]^{0.33} \quad (\text{Ec. 2-3})$$

Donde:

f'_c – en MPa

χ_{pu} – es la profundidad de la zona de compresión en la dirección tangencial en mm

ϵ_{cpu} – es la deformación tangencial en la fibra de hormigón más alejada al borde de la columna.

$\alpha\chi_{pu}$ – es la altura del bloque equivalente de tensión rectangular equivalente con la tensión igual a f'_c

Partiendo de este criterio, la falla por punzonamiento V_e se puede obtener por la conocida teoría clásica de flexión considerando que ϵ_{cpu} es el esfuerzo crítico en el concreto. La carga de cortante por punzonamiento se puede calcular usando equilibrio y las condiciones de compatibilidad de Bernoulli (Moeinaddini, 2012).

Otro de los criterios para la falla de punzonamiento es la falla de compresión radial. (Broms C. , 1990) , tomo en cuenta la idealización de un puntal imaginario a la redonda de la columna para transferir la carga aplicada a la columna tal y como se muestra en la Fig. 2-8 Para calcular por medio de este criterio (Broms C. , 1990) tomó en consideración una inclinación de fisura por corte como 30° , la inclinación del puntal de concreto a 15° y la resistencia a compresión del hormigón del puntal como $1.1 f'_c$, exponiendo así el efecto del estado de tensión multiaxial en el puntal (Moeinaddini, 2012).

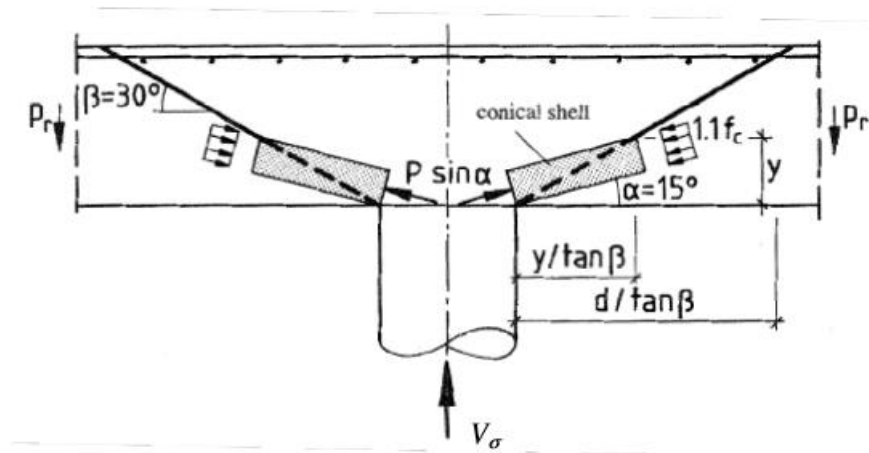


Fig. 2-8 Falla por esfuerzo de compresión radial propuesta por (Broms C. , 1990) como se muestra en (Federación Internacional de Hormigón (FIB), 2001)

La Ecuación (Ec. 2-4) fue propuesta por (Broms C. , 1990) para calcular la carga debido a punzonamiento considerando este criterio.

$$V_{\sigma} = \pi \left(D + \frac{2y}{\tan 30^{\circ}} \right) \left(\frac{y \sin 15^{\circ}}{\sin 30^{\circ}} \right) 1.1 f'_c \left[\frac{150}{0.5y} \right]^{0.33} \sin 15^{\circ} \quad (\text{Ec. 2-4})$$

Donde:

D Diámetro de la columna, para el caso de losas soportadas en columnas cuadradas con dimensión de lado de columna a, $D=4a/\pi$

y – es la profundidad de la zona de compresión en la dirección radial (Ec. 2-5)

$$y = k_p n \rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{k_p n \rho}} \right) d \quad (\text{Ec. 2-5})$$

n es la relación de módulos de elasticidad entre el Acero y el Hormigón.

ρ es la cuantía de acero de refuerzo.

d es la profundidad efectiva de la sección.

$$k_p = \frac{\frac{0.5D + d}{\tan 30}}{\frac{0.5D + y}{\tan 30}} \quad (\text{Ec. 2-6})$$

Donde la menor capacidad de cortante por punzonamiento obtenida de los criterios antes mencionados V_{σ} y V_{ε} es la última capacidad de la losa.

Actualmente, (Broms C. , Design method for imposed rotations of inferior slab-column connection, 2009) mejoro su último modelo modificando el esfuerzo tangencial critico (Ec. 2-3) a la siguiente expresión.

$$\varepsilon_{cpu} = 0.001 \left[\frac{150}{\chi_{pu}} \right]^{0.33} \left[\frac{25}{f'_c} \right]^{0.33} \quad (\text{Ec. 2-7})$$

donde:

f'_c —en MPa

ε_{cpu} —es la deformación tangencial en la fibra de hormigón más alejada al borde de la columna.

Adicional, el también propuso la profundidad de la zona de compresión puede ser calculada en la condición elástica tal y como se muestra en la expresión (Ec. 2-8).

$$\chi_{pu} = n\rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} - 1 \right) d \quad (\text{Ec. 2-8})$$

Donde:

n es la relación entre el módulo de elasticidad del acero a ε_{c10} el módulo de elasticidad secante del concreto a una deformación de 0.001

(Broms C. , 2005), sugirió la ecuación (Ec. 2-9) para calcular ε_{c10}

$$\varepsilon_{c10} = \left(1 - 0.6 \left(1 - \frac{f'_c}{150} \right)^4 \right) E_{c0} \quad (\text{Ec. 2-9})$$

Donde:

f'_c en MPa

E_{c0} es el módulo de elasticidad del concreto con deformación cero

$$E_{c0} = 21500 \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Ec. 2-10})$$

La fuerza cortante de punzonamiento basado en el criterio de deformaciones, V_ε puede ser calculada por la ecuación (Ec. 2-11).

$$V_\varepsilon = m_\varepsilon \frac{8\pi}{2 \ln \left(\frac{l}{D} \right) + 1 - \left(\frac{l}{D} \right)^2} \quad (\text{Ec. 2-11})$$

donde:

l es el diámetro de la muestra de prueba o la distancia entre los puntos de contra flexión en la losa.

D es el diámetro de la columna

m_ε - es el momento flector en el borde de la losa conexión de columna

$$m_\varepsilon = \rho E_s \varepsilon_s d^2 K_u \left(1 - \frac{\chi_{pu}}{3d} \right) \quad (\text{Ec. 2-12})$$

donde:

$$K_u = \left(\frac{f_{sy}}{E_s \varepsilon_s} \right)^2 < 1.0 \quad (\text{Ec. 2-13})$$

Dónde:

f_{sy} – es el límite elástico del refuerzo a flexión

ε_s – es la deformación en el refuerzo de tracción asumiendo condición elástica

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cpu} \frac{(d - \chi_{pu})}{\chi_{pu}} \quad (\text{Ec. 2-14})$$

Dónde:

ε_{cpu} Puede ser calculado de la ecuación (Ec. 2-8).

Broms, además propuso un límite superior para la resistencia de la losa al considerar la resistencia a flexión de la losa.

$$V_{y2} = m_y \frac{2\pi}{1 - \left(\frac{D}{l}\right)} \quad (\text{Ec. 2-15})$$

Donde:

$$m_y = \rho f_{sy} d^2 \left(1 - 0.59 \rho \frac{f_{sy}}{f'_c} \right) \quad (\text{Ec. 2-16})$$

Para el caso de losas con columnas cuadradas, las columnas fueron reemplazadas por una columna circular ficticia la cual da un momento flector similar al borde de la unión losa-columna.

$$D = \frac{3a\pi}{8} \quad (\text{Ec. 2-17})$$

Donde:

a – es el lado de la columna

A contradicción del ε_{cpu} que fue usado en (Broms C. , 2005) y (Broms C. , 2009) confrontado con el que se utilizó en (Broms C. , 1990) los cuales se ubican en las ecuaciones (Ec. 2-7) y (Ec. 2-5), que dieron como resultado que V_{σ} tuviera menos probabilidades de gobernar el diseño. (Broms C. , 2005) afirma que V_{σ} tiene más probabilidades de regir cuando el espesor de la losa es más grande en relación con la dimensión de la columna. Esto es menos probable ocurra en el diseño de losas planas y se acerca más a la realidad en el caso de diseño de zapatas. (Moeinaddini, 2012).

(Broms C. , 2009) adoptó el menor de V_{ε} de la ecuación (Ec. 2-11) y V_{y2} como la fuerza de cortante por punzonamiento de la losa.

2.4 Influencia de la armadura (Modelo de Menétrey)

A contradicción de otros investigadores (Menétrey, 2000) y (Menétrey, 2002) propone un modelo basado en la realidad de que las fuerza por punzonamiento es controlada por el esfuerzo de tensión a lo largo de la fisuración inclinada que se produce en el concreto, a diferencia de otros investigadores que proponen que la resistencia se basa en la cascara troncocónica a compresión.

Consecuentemente, la fuerza de punzonamiento puede ser obtenida de la integración de la componente vertical de las tracciones que presentan en el hormigón a lo largo de la superficie cónica de falla. Al mismo tiempo, se toma en consideración la contribución del reforzamiento vertical de la armadura colocada en la conexión losa-columna (reforzamiento longitudinal, reforzamiento a cortante y tendones postensados), atravesando la fisura por punzonamiento. Finalmente la fuerza de punzonamiento de una losa general esta finalmente expresada de la siguiente manera (Menétrey, 2000).

$$V_{pun} = V_c + V_{dow} + V_{sw} + V_{prt} \quad (\text{Ec. 2-18})$$

Dónde:

V_c es la fuerza del concreto.

V_{dow} es el efecto dowel lo cual da una contribución debido al refuerzo por flexión.

V_{sw} es la contribución de la armadura colocada debido al cortante.

V_{prt} es la contribución de los tendones postensados.

La fuerza de una losa es la sumatoria de todas las fuerzas verticales que atraviesan la fisura de punzonamiento como se detalla en la figura Fig. 2-9 . La formulación más detallada de cada fuerza se muestra en (Menétrey, 2000) y (Menétrey, 2002).

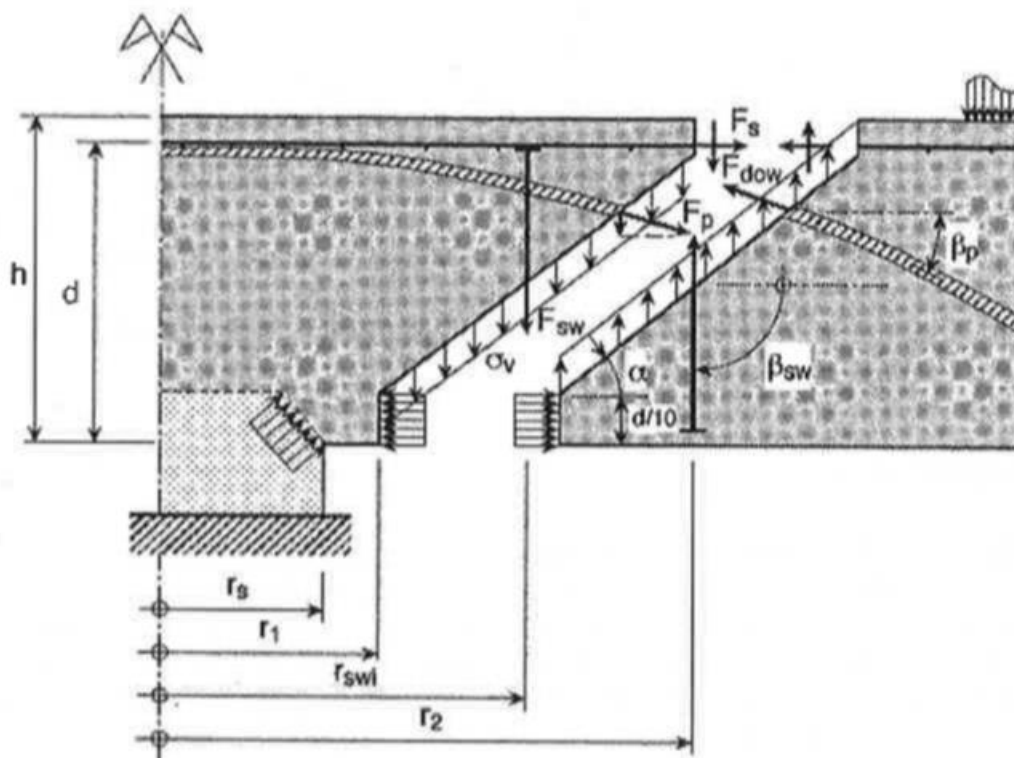


Fig. 2-9 Representación de las fuerzas de punzonamiento de una losa general reforzada
(Menétrey, 2000)

Para confrontar la efectividad del modelo presentado en (Menétrey, 2000) se presenta una comparación con los datos experimentales desarrollados por el fib task 4-3. En las siguientes figuras se muestran las comparativas. Debido a la cantidad de ensayos y datos requeridos el autor realizó varias simplificaciones las cuales pueden ser vistas en (Menétrey, 2000) y (Menétrey, 2002).

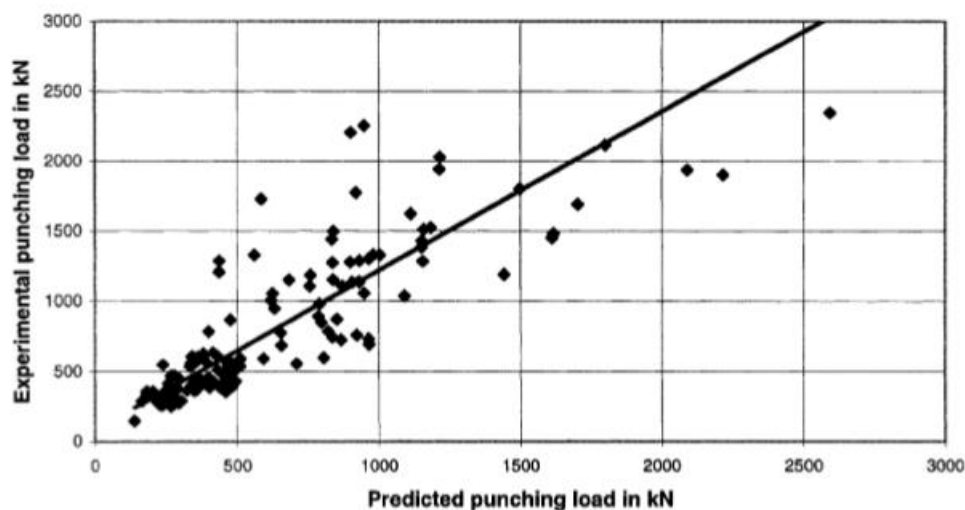


Fig. 2-10 Predicción de la carga de punzonamiento en una losa con reforzamiento a cortante
(Menétrey, 2002)

Como podemos observar en la Fig. 2-10 Los resultados planteados para las losas con armadura a punzonamiento no son muy favorables. Se logra observar una dispersión importante entre los resultados obtenidos y la recta de regresión lineal con pendiente 1 está situado por encima del eje, este es un modelo que sobreestima los resultados a punzonamiento.

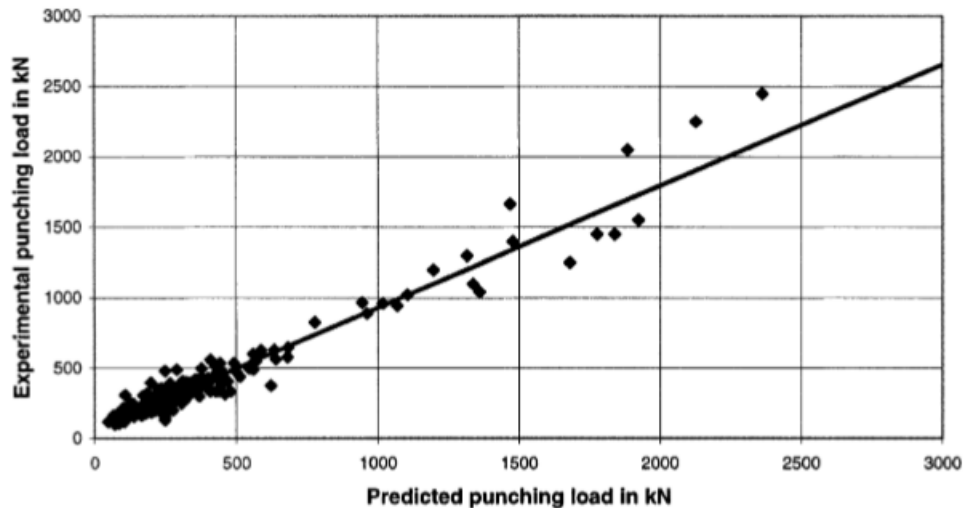


Fig. 2-11 Predicción de la carga de punzonamiento en una losa sin reforzamiento a cortante
(Menétrey, 2002)

Adicionalmente se realizó ensayos con modelos de losas sin reforzamiento de punzonamiento y en la Fig. 2-11 , se puede observar que para el caso de roturas sin armaduras de punzonamiento, el modelo planteado muestra buenos resultados. La regresión lineal de los resultados se ubica algo por debajo del eje con pendiente 1 lo cual hace tener el modelo por el lado de la seguridad. Así mismo se puede observar también que para cargas muy elevadas surge una diferencia notable entre lo propuesto en el modelo y el resultado ideal esperado.

Fruto del estudio debido al efecto que produce la armadura de punzonamiento, también Menétrey estudio la influencia que tenía la armadura longitudinal, este estudio estaba orientado a diferenciar entre la falla de flexión y la falla por punzonamiento.

Del mismo Menétrey como diversos autores han estudiado el fenómeno de punzonamiento y afirman que se pueden observar tres tipos de rotura por punzonamiento:

- **Rotura a flexión:** En la losa se puede producir la rotura a flexión debido a la formación de un mecanismo de líneas de rotura plástica. En este mecanismo las distintas partes de la losa experimentan solo rotaciones relativas entre zonas de una misma línea de rotura.
- **Rotura a punzonamiento:** En la losa se puede producir la rotura a punzonamiento, en este mecanismo se genera el característico cono de rotura del punzonamiento.
- **Rotura por mala adhesión hormigón-acero:** En la losa se puede producir la rotura por mala adhesión del hormigón-acero, este tipo de mecanismo de rotura no es común en la actualidad debida a que la adhesión entre ambos materiales esta solucionada.

Los resultados obtenidos experimentalmente por (Menétrey P. , 1998) en losas octogonales similares (espesor: 120mm; radio de soporte: 550mm) ayudaron a determinar los casos en que se producían las roturas a flexión y las roturas debido a punzonamiento, en la Fig. 2-12 se pueden ver los resultados obtenidos.

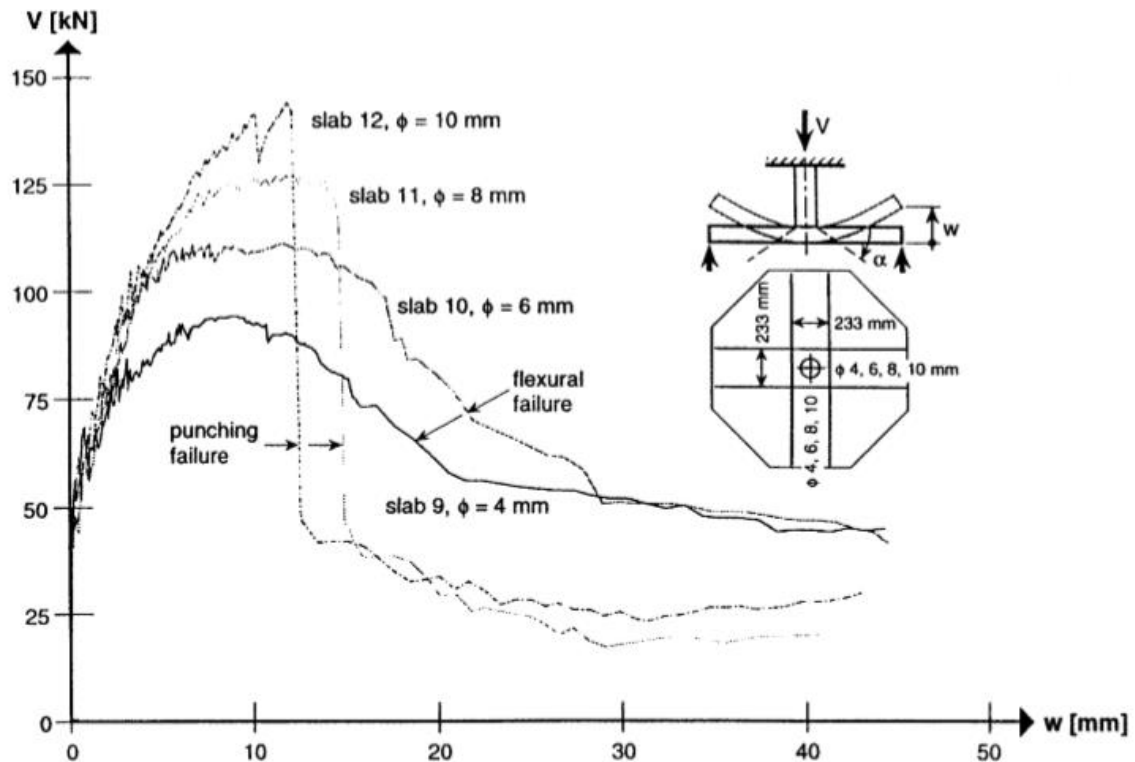


Fig. 2-12 Curvas de respuesta para falla de flexión y punzonamiento (Menétrey P. , 1998)

De las curvas de respuesta para falla de flexión y punzonamiento, primero se observa que la carga de falla va incrementando al aumentar la sección transversal del refuerzo longitudinal. Luego, las curvas de carga-desplazamiento muestran que después de alcanzar la carga máxima, hay una falla debido a flexión (losas 9 y 10), estas se caracterizan por una disminución suave de la carga con un desplazamiento creciente (Menétrey P. , 2002).

En el caso contrario, la falla debido a punzonamiento resulta en una disminución súbita de la carga después de alcanzar la carga máxima (rama vertical de las curvas de respuesta de las losas 11 y 12). Estos resultados muestran visiblemente la diferencia entre ambos mecanismos de falla y también la razón por la cual la falla de punzonamiento es muy peligrosa (Menétrey P. , 2002).

El controlar la sección transversal de refuerzo del anillo según (Menétrey P. , 1998), la fisura de punzonamiento se forman diferentes inclinaciones: 30°, 45°, 60° y 90° al plano medio de la losa. En la Fig. 2-13 se muestra un panorama del cono de punzonamiento resultante de las diferentes inclinaciones.



Fig. 2-13 Cono de punzonamiento con diferentes inclinaciones 30°, 45°, 60° y 90° (Menétrey P. , 1998)

Las curvas de carga-desplazamiento de estas cuatro losas con diferentes inclinaciones del cono de punzonamiento muestran una transición entre la falla por punzonamiento y la falla de flexión, que es controlada por la inclinación de la grieta de perforación. (Menétrey P. , 1998), planteó una expresión analítica para determinar la carga de falla en términos de la carga de punzonamiento F_{pun} y la carga de flexión F_{flex} .

$$F_{fail} = F_{pun} + (F_{flex} - F_{pun}) \left\{ \sin \left[\frac{\pi}{\pi - 2\alpha_0} (\alpha - \alpha_0) \right] \right\}^{1/2} \quad (\text{Ec. 2-19})$$

2.5 Critical Shear crack Theory (Modelo de Muttoni)

El estudio de (Muttoni, 2008) es la base teórica para el cálculo a punzonamiento presentado en (Fédération Internationale du Béton (fib), 2012).

El criterio de falla en el que se fundamenta el modelo Critical Shear crack Theory (CSCT), sostiene que la resistencia a punzonamiento decae a medida que se incrementa la rotación última de la losa. La resistencia al corte o punzonamiento se reduce por la presencia de una fisura de corte crítico que se propaga a través de la losa hacia el puntal de compresión inclinado que lleva la fuerza de corte a la columna (Muttoni, 2008).

(Muttoni, 2008), respalda la importancia de la fisura crítica de corte en la resistencia al punzonamiento basado en los hechos que por un lado se ha demostrado experimentalmente que la tensión de compresión radial en el sofito de la losa cerca de la columna, posteriormente al alcanzar un máximo para cierto nivel de carga comienza a reducir tal como se muestra en Fig. 2-14(d). Poco antes de perforar, se puede observar tensiones de tracción. Este fenómeno puede explicarse debido al desarrollo de un puntal en forma de codo de tensión horizontal a lo largo del sofito por el desarrollo de la fisura de corte crítica Fig. 2-14(c).

Los resultados experimentales de (Bollinger, 1985) también afirma la importancia que tiene la fisura crítica de corte en la resistencia a punzonamiento en losas. En la Fig. 2-15 (b) se muestra el refuerzo realizado con anillos concéntricos de armadura en el borde de la losa, con este diseño de refuerzo se logró desarrollar fisuras radiales y se evitó la formación de fisuras

circulares en la zona crítica. Por lo que este tipo de refuerzo eleva de manera significativa la resistencia al punzonamiento a diferencia de una losa similar con un anillo adicional en la zona crítica Fig. 2-15 (c) Para estos ensayos, se demostró que la presencia de un anillo adicional en los alrededores de la región crítica inició el desarrollo de una fisura en esa región, con una disminución posterior de la resistencia al punzonamiento de alrededor de un 43%, (Muttoni, 2008).

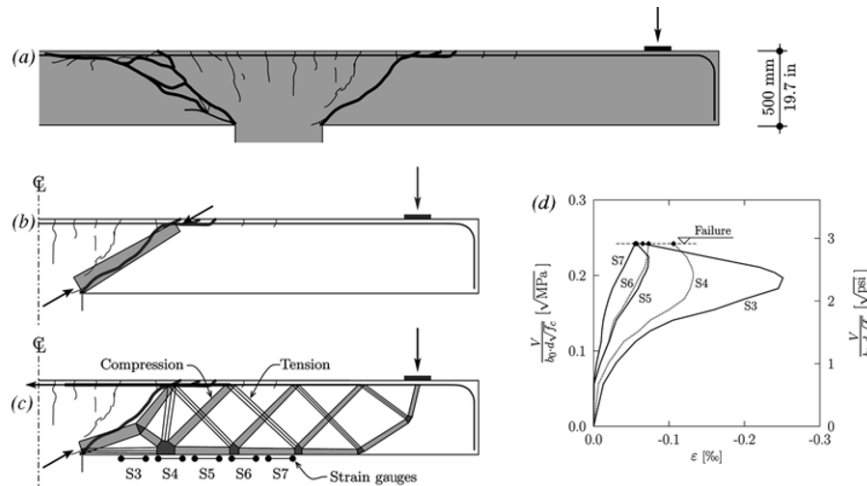


Fig. 2-14 Modelo analítico de (Muttoni, 2008) : (a) patrón de fisuras de la losa después de la falla; (b) puntal teórico que se desarrolla a través de la fisura crítica; (c) puntal en forma de codo; (d) gráficos de deformaciones radiales medidas en el plafón de la losa en función de la carga aplicada

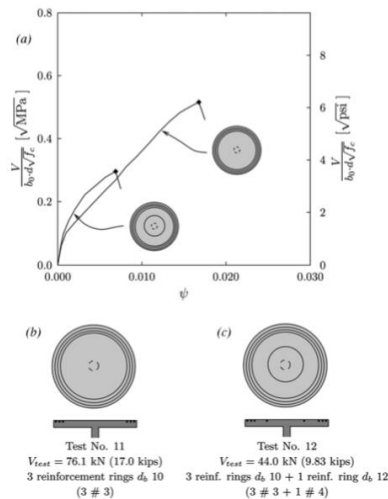


Fig. 2-15 Ensayo de (Bollinger, 1985) con anillos de reforzamiento, efecto de refuerzo adicional alrededor de la fisura de corte crítica en la capacidad de carga: (a) resultados de la prueba; (b) y (c) diseño de refuerzo de la muestras 11 y 12

(Muttoni, 2008), para el desarrollo de su modelo se basa en el estudio preliminar de (Walraven, 1981) y (Vecchio & Collins, 1986) donde hablan de cantidad de corte que puede

ser transferida a través de la fisura de corte crítica que depende de la rugosidad de la fisura, que a su vez está en función del tamaño máximo del agregado dando así la siguiente expresión:

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{\frac{3}{4}}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \text{ SI (unidades: N, mm)} \quad (\text{Ec. 2-20})$$

donde:

d_g tamaño máximo de árido en la dosificación

d_{g0} tamaño de referencia, igual a 16mm

(Muttoni, 2008), predice que la rotura a punzonamiento ocurrirá en la intersección de la función $V_R(\psi)$, mostrada en la (Ec. 2-20) con la curva Carga-Giro ($V - \psi$) que desarrolla una losa bajo punzonamiento. En los casos más habituales, la relación carga-rotación se puede conseguir mediante una simulación numérica no lineal del comportamiento a la flexión de la losa, utilizando, por ejemplo, un código de elementos finitos no lineales. En casos axi-simétricos, se puede realizar una integración numérica de la relación momento-curvatura directamente.

En la Fig. 2-16 se pueden observar las relaciones de momento-curvatura que propone (Muttoni, 2008). La primera es una ley de rectas cuadrilineal y la segunda es una bilineal. La primera considera los fenómenos de redistribución y plastificación del acero y la segunda es una simplificación en la que la resistencia a tracción del hormigón o el endurecimiento no son considerados. Esta propuesta fue antes hecha por (Kinnunen & Nylander, 1960).

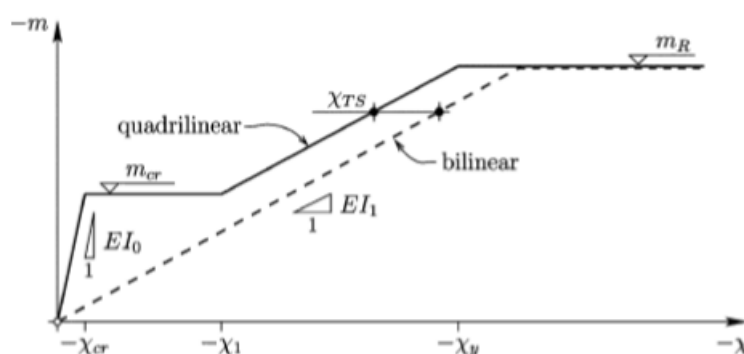


Fig. 2-16 Relación momento-curvatura: leyes bilineal y cuadrilineal (Muttoni, 2008)

Se puede observar en Fig. 2-17 que para las losas delgadas ambas soluciones predicen de manera correcta la carga de punzonamiento para todas las relaciones de refuerzo. Sin embargo en el caso de tener una relación de refuerzo más pequeña la distancia entre las dos soluciones es mayor. No obstante es el caso cuando hay un mayor armado donde la rotura se produce por punzonamiento y no flexión las leyes de relación momento curvatura bilineal y cuadrileneal presentan buenos resultados.

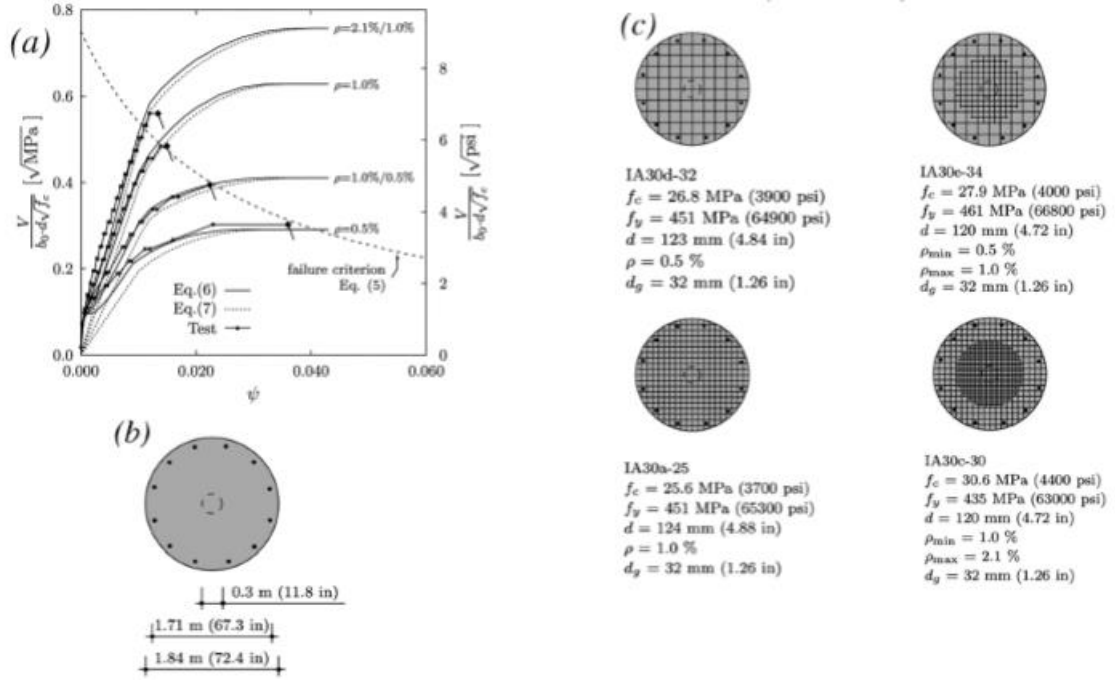


Fig. 2-17 Ensayos por (Kinnunen & Nylander, 1960) : (a) comparación de los ensayos de carga-rotación para pruebas y para expresiones analíticas propuestas. (Muttoni, 2008)

(Muttoni, 2008), propone un método más simplificado, para fines prácticos el autor propone una formulación y un procedimiento más sencillo para el uso en el diseño quedando así el mismo principio con la siguiente expresión:

$$\psi = \frac{0.33L}{d} \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{Vd}{8mRd} \right)^{3/2} \quad (\text{Ec. 2-21})$$

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{2}{3Y_c} \frac{1}{1 + 20 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \text{ SI(unidades: N, mm)} \quad (\text{Ec. 2-22})$$

Las ecuaciones (Ec. 2-21) y (Ec. 2-22) propuestas por (Muttoni, 2008) sirven para predecir de forma simplificada la resistencia última de una losa a punzonamiento. Primero se debe imponer $Vd = VRd$ y encontrar de forma iterativa el giro (ψ). Como comprobación simplificada propone encontrar el giro en la (Ec. 2-21) asignando la carga de diseño factorizada (Vd). A continuación, imponer dicho giro en la (Ec. 2-22) y deducir VRd . Si el valor de VRd (punto B de la Fig. 2-18) es menor que Vd , se concluye que el diseño es seguro.

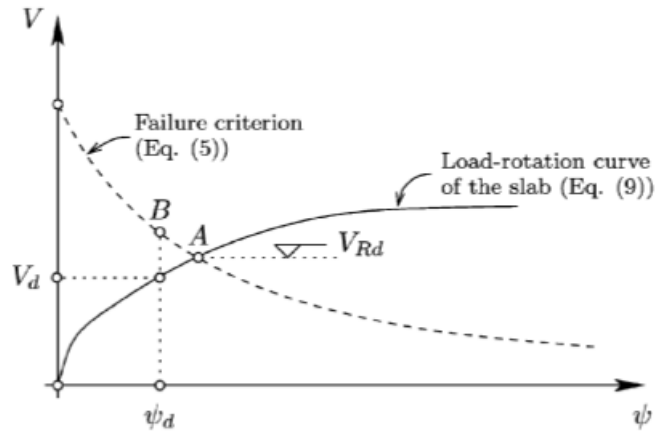


Fig. 2-18 Procedimiento de diseño para verificar la resistencia de punzonamiento de la losa (Muttoni, 2008).

2.6 Compression Chord Capacity (Marí *et al.*, 2018).

La capacidad a punzonamiento de las losas se ha estudiado ampliamente en el pasado, tanto desde el punto de vista teórico como experimental. Como resultado de estos trabajos se han desarrollado diversos enfoques para predecir la resistencia a punzonamiento en losas de hormigón armado con y sin refuerzo. Aunque algunos modelos como (Muttoni, 2008) reproducen bien los resultados experimentales, aún no existe un modelo de diseño totalmente aprobado que combine la exactitud con la sencillez necesaria para el diseño del día a día, que sea complaciente con la variedad de situaciones que puede tener la práctica (Marí *et al.*, 2018).

(Marí *et al.*, 2018) muestra un nuevo modelo mecánico para la evaluación de la resistencia al corte por punzonado donde plantea la rotura a punzonamiento a partir del equilibrio de fuerzas en la zona confinada por la fisura crítica MASM (Multi-action shear strength model). Esta fisura es una fisura de flexión que penetra en la cabeza comprimida de hormigón a la altura de lo que se ha llamado sección crítica cuando se logra determinado nivel de carga.

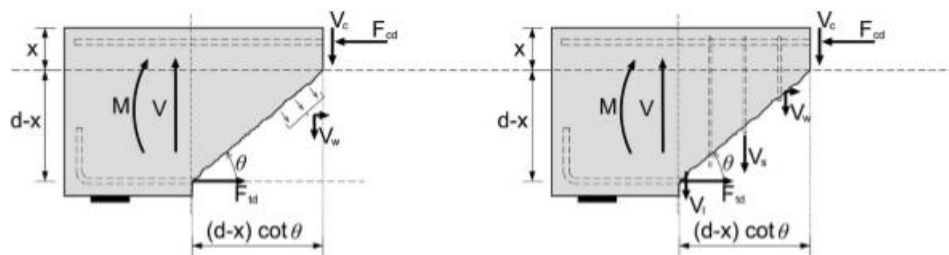


Fig. 2-19 Componentes de resistencia al corte según el MASM. (a) Elementos sin estribos. (b) Elementos con estribos (Marí, *et al.*, 2018)

El modelo de corte presentado en (Marí *et al.*, 2018) es llamado Compression Chord Capacity Model, el cual es un ajuste de un modelo previamente existente para la resistencia al corte de

vigas, desarrollado por los autores en (Marí, *et al.*, 2018)- (Cladera, *et al.*, 2016), en el que se determina la resistencia a cortante en vigas de hormigón armado con y sin armadura de cortante planteando el equilibrio de fuerzas antes mencionado, obteniendo así la siguiente expresión:

$$V_u = (V_c + V_w + V_l) + V_s = f_{ctm}bd(v_c + v_w + v_l + v_s)) \quad (\text{Ec. 2-23})$$

$$v_c = \frac{V_c}{f_{ctm}bd} = 0.682\xi \frac{x}{d} \sqrt{1 - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_1} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{\sigma_1^2}} \quad (\text{Ec. 2-24})$$

donde:

v_c - es la resistencia al corte por el puntal de compresión en el hormigón.

Para el caso de tener losas de hormigón armado con la armadura de refuerzo sin plastificar previo a la rotura, la resistencia a punzonamiento se puede definir como:

$$V_{cu} = V_c + V_w \quad (\text{Ec. 2-25})$$

donde:

V_c - es la resistencia a compresión-cortante de la zona comprimida de la losa

V_w - es la resistencia a cortante del hormigón trasladada a lo largo de la fisura inicial.

Para poder calcular la componente V_c se deberá contemplar las características de la rotura a punzonamiento.

2.6.1 Posición e inclinación de la fisura crítica

(Marí, *et al.*, 2018) define como S_{crit} el perímetro donde la fisura crítica alcanza la zona de compresión de profundidad x , identificada en este modelo como el "perímetro crítico", la cual se colocará a una distancia de la cara de la columna Fig. 2-20, dada por la ecuación. (Ec. 2-26):

$$S_{crit} = x * \cot\theta = S_{crack} \frac{x}{d} \quad (\text{Ec. 2-26})$$

donde:

S_{crack} - es el perímetro referente al inicio de la fisura.

θ - es el ángulo que forma la fisura con la horizontal.

Por otro lado al igualar el momento de flexión radial por unidad de ancho $m_r(r)$ con el momento de fisuración de la losa por unidad de ancho, se puede obtener el valor de r_{crack} .

Según la teoría elástica de las placas, para una carga distribuida uniformemente, $m_r(r)$ viene dada por la ecuación. (Ec. 2-27):

$$m_r(r) = \frac{V}{4\pi} (1 + \nu) \ln \frac{r_0}{r} = m_{crack} \quad (\text{Ec. 2-27})$$

donde:

V - es el cortante total transferido por la losa a la columna.

ν - es el coeficiente de poisson.

r_0 - es la distancias al eje de la columna desde el punto de momento de flexión cero.

r - es el la distancia desde el punto donde se calcula el momento.

Luego, resolviendo la ecuación (Ec. 2-27) y teniendo en consideración la ecuación (Ec. 2-26), la distancia desde el perímetro crítico hasta la cara de la columna y la inclinación de la fisura crítica están dados por la ecuación.(Ec. 2-28) :

$$\frac{S_{crit}}{d} = \frac{S_{crack}}{d} \frac{x}{d} = \frac{r_{col}}{d} \left(\frac{r_0}{r_{col}} e^{-\frac{10.5m_{crack}}{V_{Ed}}} - 1 \right) \frac{x}{d}; \frac{S_{crack}}{d} = \cot\theta \leq 2.5 \quad (\text{Ec. 2-28})$$

Para fines de diseño (Marí, *et al.*, 2018) da una forma más simple de definir el perímetro crítico, un valor conservador de la distancia desde el perímetro crítico al ángulo de las caras de la columna $S_{crit} = 0.5d$, como se muestra en la Fig. 2-20. Esta medida está alineada con las disposiciones de los Código (ACI (American Concrete Institute), 2019), Código Modelo (Fédération Internationale du Béton., 2010).

(Marí, *et al.*, 2018) sustenta su simplificacion usando como parametros a usar V_{ed} como la carga de punzonamiento para las ensayos experimentales , la relacion $d/u_0 > 0.15$ y cuantias de armaduras $\rho < 2\%$, se obtienen valores de S_{crit} entre $0.4d$ y s $0.7d$. Considerando las losas con mayor valor de S_{crit}/d son aquellas con una relación d/u_0 más baja y cuantias de refuerzo más altas, considerar $S_{crit} = 0.5d$ es un valor aceptable para fines practicos.

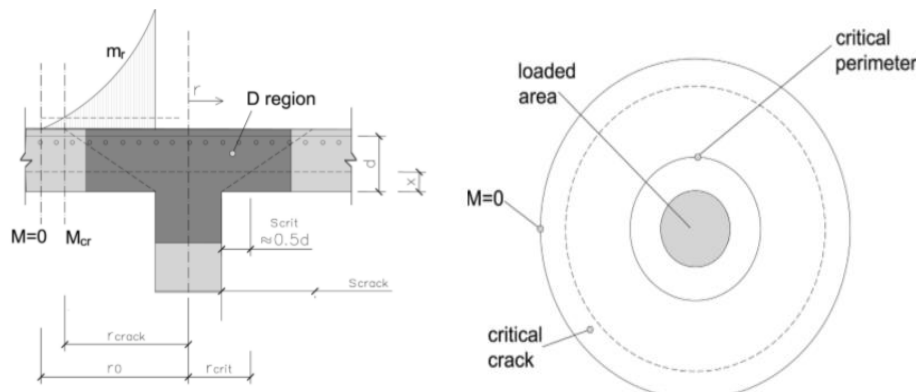


Fig. 2-20 Fisura crítica, perímetro crítico y fuerzas en una porción de losa sobre la fisura crítica (Marí, *et al.*, 2018)

2.6.2 Efecto del estado de tensión multiaxial en la zona comprimida

(Marí, *et al.*, 2018) analiza el efecto del estado multiaxial en la zona comprimida, y resalta que debido a las tensiones normales correspondidas a momentos tangenciales, σ_ϕ , al mismo tiempo con las tensiones verticales σ_v , confinan el hormigón en el plano tangencial vertical, incrementando así su resistencia a la compresión en la dirección radial como se muestra en la Fig. 2-21.

Por otro lado, el efecto de dichas tensiones es moderado, ya que estas nunca alcanzan un estado de tensiones de compresión triaxiales, porque las tensiones normales van de la mano con tensiones de corte, formando así siempre una tensión principal de tracción en la región inferior de la losa (Marí, *et al.*, 2018).

Posteriormente tras diversos estudios numéricos, ya que no existen estudios experimentales al respecto, (Marí, *et al.*, 2018) indican que los resultados obtenidos dan una distribución radial no uniforme de esfuerzos Fig. 2-21 y que el esfuerzo vertical máximo en la losa entre la cara de la columna y el perímetro crítico se encuentra entre 1,25 y 1.50 veces el esfuerzo medio vertical provocado en el área situada por el perímetro crítico.

Tomando como valor $\alpha=1.25$ las tensiones verticales se pueden calcular como:

$$\frac{\sigma_v}{f_{ct}} = \frac{\alpha V}{f_{ct} \pi r_{crit}^2} = \frac{2\alpha v}{\frac{r_{crit}^2}{d}} \cong \frac{2.5v}{\frac{r_{crit}}{d}} \quad (\text{Ec. 2-29})$$

donde:

$v = V/u_{crit}d f_{ct}$ – es la resistencia a cortante adimensional del concreto

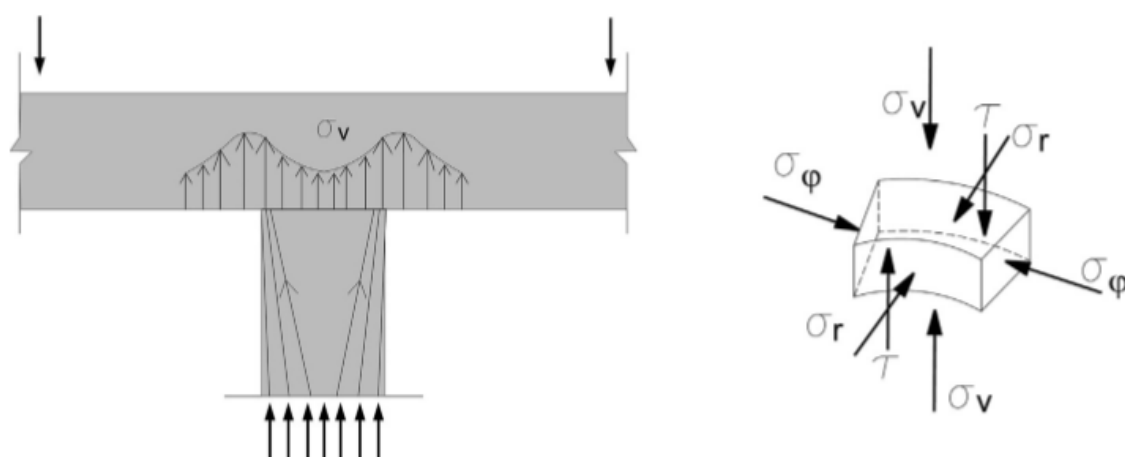


Fig. 2-21 Perfil esquemático de tensiones verticales cerca de la parte inferior de la losa y el estado de las tensiones en un punto (Marí, *et al.*, 2018).

(Marí, *et al.*, 2018) proponen que para tener en cuenta el efecto de esas tensiones, se adopta la envolvente de falla biaxial de Kupfer Fig. 2-22 en la que se emplea la resistencia del hormigón confinada f_{cc} , en vez de f_c de la resistencia del hormigón no confinado, de modo que se requiere un mayor esfuerzo cortante para conseguir la falla.

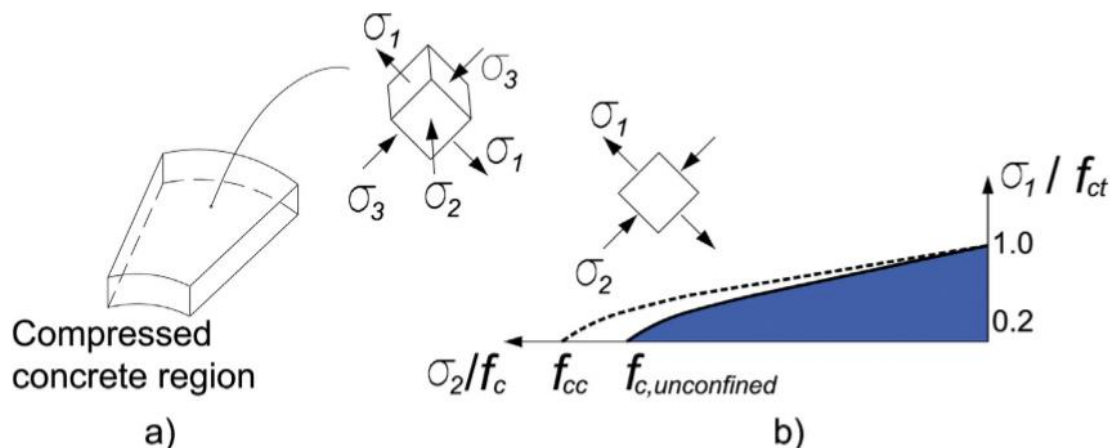


Fig. 2-22 (a) Tensiones principales en la región de losa no fisurada; (b) envolvente de falla biaxial Kupfer modificada (Marí, *et al.*, 2018).

(Marí, *et al.*, 2018) propone que para obtener el incremento de la resistencia debido al confinamiento utilizar las expresiones del (Eurocodigo 2, 2002) ver (Ec. 2-30)

$$f_{cc} = f_c \left(1.125 + 2.5 \frac{\sigma_{cc}}{f_c} \right) \text{ if } \frac{\sigma_{cc}}{f_c} \geq 0.05 \quad (\text{Ec. 2-30})$$

$$\sigma_{cc} = 0.5 (\sigma_\phi + \sigma_v) \quad (\text{Ec. 2-31})$$

donde:

σ_{cc} – es la tensión de confinamiento, es el valor medio entre las tensiones transversales y verticales ($\sigma_\phi + \sigma_v$).

(Marí, *et al.*, 2018) consideran para la simplificación del problema que las tensiones tangenciales son proporcionales a las radiales. Esta consideración es permitida en el caso de que en la losa aparezcan fisuras radiales y tangenciales, y las relaciones de refuerzo en ambas direcciones ortogonales sean similares ($\rho_x \approx \rho_y$) para columnas interiores con similares longitudes de tramo. Se puede obtener la relación entre tensiones tangenciales y radiales por unidad de longitud de forma conservadora, como $m_\phi / m_r = 1.5$, si se aplica la relación supuesto en la (Ec. 2-31) se obtiene:

$$\sigma_{cc} = 0.5 (\sigma_\phi + \sigma_v) \approx 0.5 (1.5\sigma_r + \sigma_v) \quad (\text{Ec. 2-32})$$

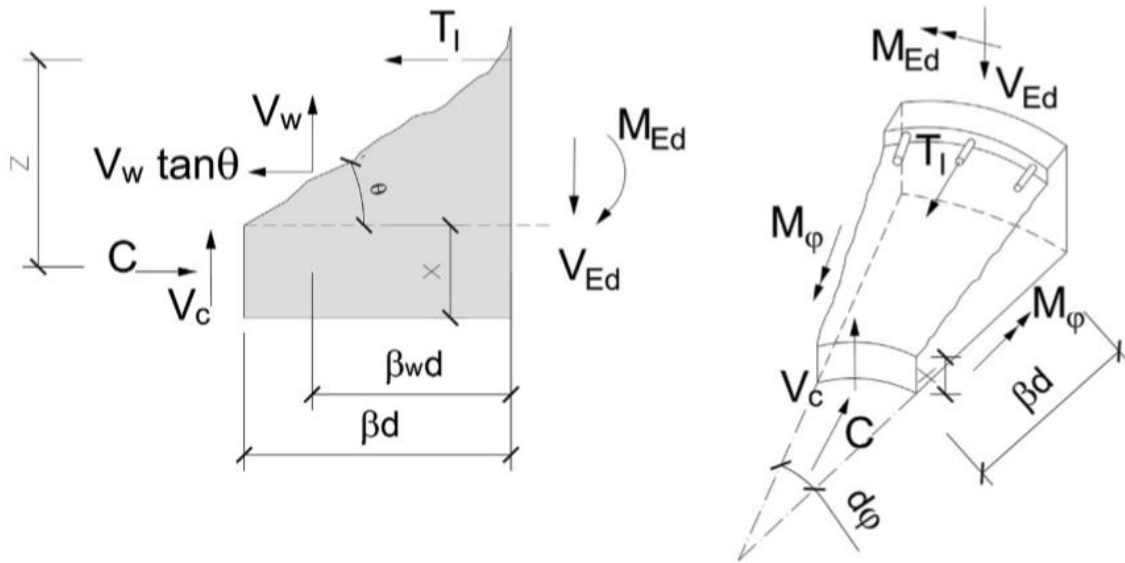


Fig. 2-23 Fuerzas en un segmento de losa sobre la fisura crítica (Marí, *et al.*, 2018).

Asumiendo un comportamiento lineal en la zona del concreto no fisurado, posteriormente establecer el equilibrio de fuerzas en el segmento de losa a la redonda de la columna mostrada en Fig. 2-23 la tensión radial se obtiene:

$$\sigma_r(\lambda) = \frac{2\lambda C}{\chi Z} = 2\lambda \frac{m_{\text{crack}} \frac{r_{\text{crack}}}{r_{\text{crit}}} + V_c \beta d + V_w \beta_w d (\tan\theta + \cot\theta)}{x(d - \frac{x}{3})} \quad (\text{Ec. 2-33})$$

donde:

λ – es la distancia de las tensiones radiales en el punto crítico dentro del cordón comprimido tomada como $\lambda = 0.425x$

βd – es la proyección horizontal de la fisura crítica en la zona de tracción de la profundidad de la losa tomada como $0.5d(d-x)/x$, siendo x la profundidad del eje neutro

$\beta_w d$ – es el punto de aplicación de V_w

La (Ec. 2-33) propuesta por (Marí, *et al.*, 2018) es meramente la integración en el espesor del hormigón de la resistencia a cortante (τ), en función de la tensión principal y las tensiones normales (horizontal y vertical) incluyendo distintos coeficientes.

2.6.3 Obtención de la resistencia a punzonamiento con refuerzo longitudinal no plastificado

Una vez obtenida la tensión radial (Marí, *et al.*, 2018) provee que la fuerza de punzonamiento resistida por el concreto en una losa si el ancho b es sustituido por el perímetro crítico u_{crit} , es igual a la (Ec. 2-24) proveniente de vigas sometidas a corte. Donde las (Ec. 2-29), (Ec. 2-32) y (Ec. 2-33) muestran todos los terminos de la (Ec. 2-24) de forma tal que debe resolverse de manera iterativa dado que la tensión principal σ_1 es desconocida y esta depende de la tensión de corte τ que debe calcularse a partir de la fuerza de corte.

Una vez resuelta, V_c resulta ser una función casi lineal de la profundidad relativa del eje neutro, x/d , la resistencia a la tracción del hormigón, la profundidad de la losa y las dimensiones de la columna (a través del perímetro crítico) (Marí, *et al.*, 2018).

Según (Marí, *et al.*, 2018) como V_w es mucho más pequeño que V_c , se adoptan valores promedio para definir V_w , resultando un valor mínimo de:

$$v_w = \frac{V_w}{f_{ctm} u_{crit} d} = 0.05 \quad (\text{Ec. 2-34})$$

por lo tanto, la fuerza de punzonamiento total de una losa sin refuerzo de corte está dada por:

$$V_{cu} = V_c + V_w = \xi \left(1.125 \frac{x}{d} + 0.425 \right) f_{ctm} u_{crit} d \quad (\text{Ec. 2-35})$$

$$\xi = \frac{2 \left(\frac{d}{a} \right)^2}{\sqrt{1 + \frac{d_0}{200}}} \geq 0.45 \quad (\text{Ec. 2-36})$$

donde:

ξ – es el factor de tamaño.

f_{ctm} – es la resistencia a la tracción media del hormigón limitado 4.6MPa correspondiente a un valor $f_{ck}=60\text{MPa}$.

u_{crit} – es el perímetro crítico situado a una distancia de la columna $S_{crit} = 0.5d$.

De la (Ec. 2-35) la profundidad del eje neutro x/d debe obtenerse utilizando la media de las cuantías de refuerzo longitudinal, ρ_x , ρ_y , en las dos direcciones ortogonales, tomando como ancho de losa efectivo b_{eff} el lado o 2 veces el radio de la columna más 3 veces la profundidad efectiva de la losa a cada lado de la columna (Marí, *et al.*, 2018).

Adicional (Marí, *et al.*, 2018) expone que debido a que para losas, donde la profundidad como la cuantía de refuerzo longitudinal son pequeñas, la proporción de cortante transferido a lo largo de la fisura es más alta que en el caso de las vigas, se propone una resistencia mínima para el cálculo de punzonamiento.

$$V_{cumin} = \left[\xi \left(1.125 k_c + 0.375 \right) + \frac{10}{d_0} \right] f_{ctm} u_{crit} d \quad (\text{Ec. 2-37})$$

$$k_c = \frac{x}{d} \leq 0.2 \quad (\text{Ec. 2-38})$$

$$d_0 = \max(d; 100\text{m}) \quad (\text{Ec. 2-39})$$

2.7 Normativa actual

En el presente apartado se estudiara las diferentes normativas a utilizar para el cálculo de la resistencia a punzonamiento de las losas a ensayar, para esto se utilizaran diferentes normativas tales como: la española (EHE-08) , el (Eurocodigo 2) y la normativa americana (ACI 318-19).

2.7.1 EHE-08 : Instrucción de Hormigón Estructural

El artículo 46 habla sobre el estado límite de agotamiento frente a punzonamiento donde la resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas o cargas concentradas que actúan sobre losas sin refuerzo transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada (EHE-08).

En la figura Fig. 2-24 se puede observar cómo se determina el perímetro crítico u_1 para el cálculo del área crítica que es el producto del perímetro crítico por d , donde d es el canto útil de la losa siendo este la semisuma de los cantos útiles proporcionados por las armaduras en las dos direcciones ortogonales. El área crítica se delimita a una distancia igual a $2d$ desde el perímetro del área cargada (EHE-08).

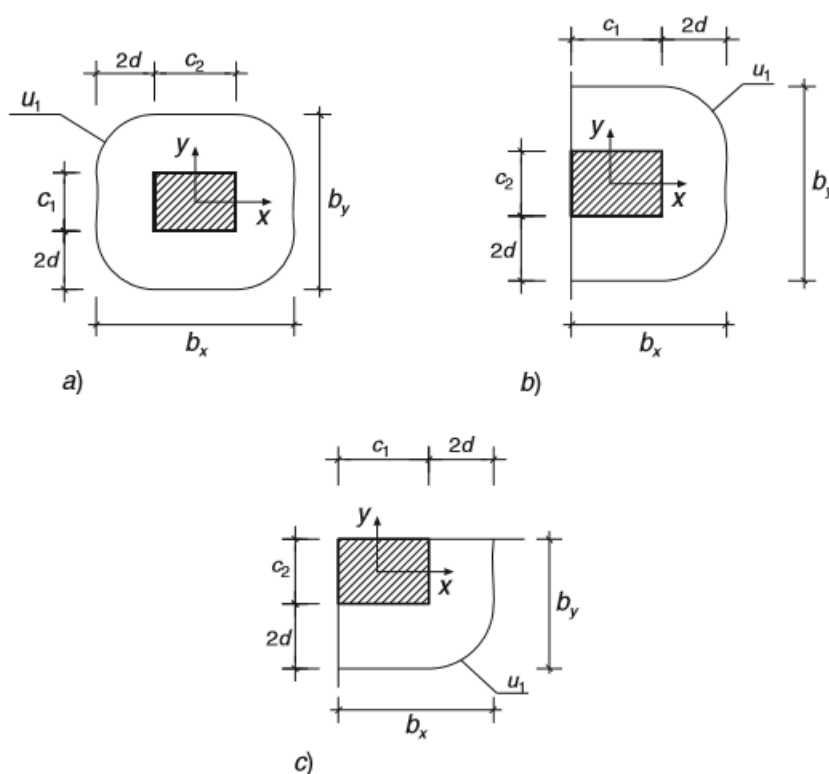


Fig. 2-24 Perímetro crítico (EHE-08)

En la normativa en el artículo 46.2 se detalla como calcular el perímetro crítico en supuesto de existir placa aberturas, huecos o aligeramientos situados a una distancia menor que $6d$. Para mejor interpretación del caso ver normativa (EHE-08).

No será necesario armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad (\text{Ec. 2-40})$$

donde:

τ_{sd} — es la tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sdet}}{u_1 d} \quad (\text{Ec. 2-41})$$

F_{sd} — es el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, considerando el efecto del momento transferido entre la losa y la columna.

$$F_{sdet} = \beta F_{sd} \quad (\text{Ec. 2-42})$$

β — Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Cuando no existen momentos transferidos entre losa y soporte toma el valor 1,00. Simplificadamente, cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte, β puede tomarse igual a 1,15 en soportes interiores, 1,40 en soportes de borde y 1,50 en soportes de esquina.

u_1 — es el perímetro crítico.

d — es el canto útil de la losa.

τ_{rd} — es la tensión máxima resistente en el perímetro crítico.

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0.15 \sigma'_{cd} \quad (\text{Ec. 2-43})$$

Con un valor mínimo de:

$$\tau_{rd} = \frac{0.075}{\gamma_c} (\xi)^{3/2} (f_{cv})^{1/2} + 0.15 \sigma'_{cd} \quad (\text{Ec. 2-44})$$

f_{cv} es la resistencia efectiva del hormigón en MPa, no superior a 60MPa.

ρ_1 es la cuantía geométrica de armadura longitudinal de tracción en la losa en las dos direcciones perpendiculares.

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02 \quad (\text{Ec. 2-45})$$

ξ es el efecto tamaño.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad d \text{ en mm} \quad (\text{Ec. 2-46})$$

σ'_{cd} es la tensión axial medida en la superficie crítica de comprobación (compresión positiva).

En el supuesto que exista armadura de punzonamiento, se dispondrá estribos verticales o barras levantadas un ángulo α , que se calculara de con la siguiente expresión:

$$\tau_{sd} \leq 0.75 \tau_{rd} + 1.5 \frac{A_{sw} f_{yad} \sin \alpha}{s u_1} \quad (\text{Ec. 2-47})$$

donde:

A_{sw} — es el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada en mm^2 .

s — es la distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura.

f_{yad} — Resistencia de cálculo de la armadura en MPA, no mayor a 400MPa.

2.7.2 EN1992-1-1. Eurocódigo 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings

La normativa europea EN1992-1-1 considera la resistencia al punzonamiento de una losa para la sección crítica mediante la siguiente expresión.

$$v_{Ed} \leq v_{rd,c} \quad (\text{Ec. 2-48})$$

En la normativa específica que se debe comprobar la resistencia a cortante en la cara de la columna y en el perímetro crítico u_1 . En el supuesto de requerir armadura de cortante, se debe hallar un perímetro adicional $u_{out,ef}$ donde ya no se requeriría armadura de cortante.

El perímetro crítico u_1 se puede calcular a una distancia $2d$ a partir del área cargada tal y como se indica en la Fig. 2-25.

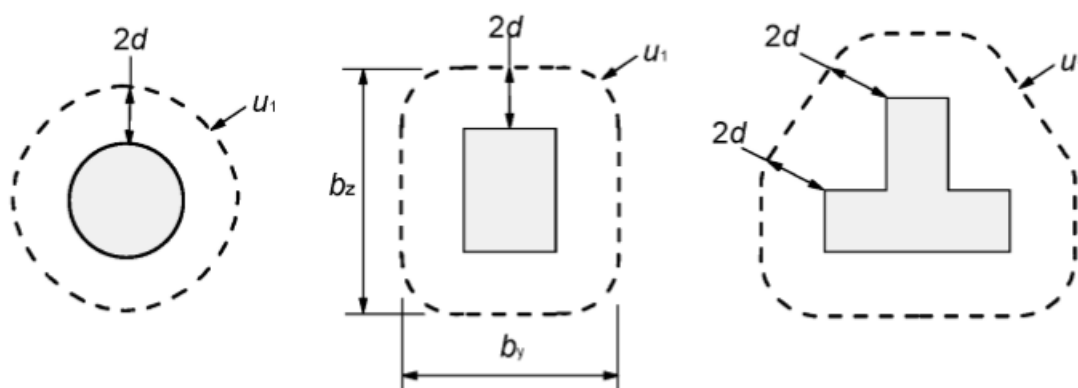


Fig. 2-25 Perímetros críticos típicos alrededor de las reas cargadas (Eurocodigo 2)

En la normativa en la sección 6.4.2 del (Eurocodigo 2) se detalla como calcular el perímetro crítico en el supuesto de áreas cargadas situadas cerca de aberturas, huecos o aligeramientos, donde si la distancia más corta entre el perímetro del área cargada y el borde de la abertura o hueco no es mayor a $6d$. Para mejor interpretación del caso ver normativa (Eurocodigo 2).

Para el cálculo de la tensión a punzonamiento máxima de diseño se debe tomar como:

$$v_{Ed} = \frac{\beta v_{Ed}}{u_1 d} \quad (\text{Ec. 2-49})$$

Dónde:

d – es el canto útil medio de la losa, el cual se puede tomar como $(d_y + d_z)/2$.

u_1 – es el perímetro crítico.

β – es el parámetro que tienen en cuenta excentricidades en la carga (ver sección 6.4.3. del Eurocodigo 2).

La resistencia al punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento, en MPa se puede calcular como:

$$v_{Rd} = C_{R,c} k \xi (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cd} \quad (\text{Ec. 2-50})$$

Con un valor mínimo de:

$$v_{min} = 0.035 (k)^{2/3} (f_{ck})^{1/2} \quad (\text{Ec. 2-51})$$

donde:

$C_{R,c}$ – es el coeficiente $0.18/(Y_c)$.

k – es el coeficiente donde interviene el efecto tamaño.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad d \text{ en mm} \quad (\text{Ec. 2-52})$$

ρ_1 – es la cuantía geométrica de armadura longitudinal de tracción en la losa en las dos direcciones perpendiculares.

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02 \quad (\text{Ec. 2-53})$$

f_{ck} – es la resistencia efectiva del hormigón en MPa.

σ_{cd} – es la tensión en el plano de la losa, promediada en ambas direcciones como $(\sigma_x + \sigma_y)/2$

En la sección 6.4.5 del (Eurocodigo 2) se especifica en el supuesto de necesitar armadura de punzonamiento se debe calcular de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$v_{Rdcs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 \left(\frac{d}{s_t} \right) \frac{A_{sw} f_{ywd,ef} \sin \alpha}{u_1 d} \quad (\text{Ec. 2-54})$$

donde:

A_{sw} es el área de un perímetro de armadura a la redonda del soporte en mm^2 .

s_t es la distancia en dirección radial entre perímetros de armadura de punzonamiento en mm.

$f_{ywd,ef}$ – es la resistencia eficaz de la armadura de punzonamiento que se obtiene:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd} \quad (\text{Ec. 2-55})$$

d es la media de los cantos útiles de la losa en las direcciones ortogonales en mm.

α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y el plano de la losa.

2.7.3 ACI standard-Building Code Requirements for Structural Concrete-ACI 318-19

La normativa americana ACI 318-19 define la resistencia a punzonamiento para miembros en dos direcciones sin refuerzo a partir de la resistencia nominal del elemento a cortante como:

$$v_n = v_c \quad (\text{Ec. 2-56})$$

La resistencia nominal a punzonamiento del elemento se define como el mínimo de:

$$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2-57})$$

$$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2-58})$$

$$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 2-59})$$

Donde:

f'_c –es la resistencia a compresión del hormigón, el valor de $\sqrt{f'_c}$ se limita a 35MPa.

λ – este valor depende de la composición del agregado en la mezcla de concreto de acuerdo a la tabla 19.2.4.2 del ACI 318-19.

λ_s - es el valor del factor del efecto tamaño.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1 \quad (\text{Ec. 2-60})$$

β –es la relación entre lado largo al lado corto de la columna.

α_s - es el parámetro que considera la ubicación de la columna dentro de la losa y toma valores de 40 para columnas internas, 30 columnas limite y 20 columnas esquineras.

b_o –es el perímetro crítico, calculada a una distancia $d/2$ de las caras de la columnas.

Para el caso miembros pretensados, las son adoptadas por el ACI 318-19 para calcular la máxima fuerza cortante a punzonamiento.

$$v_c = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + \frac{V_p}{b_o d} \quad (\text{Ec. 2-61})$$

$$v_c = 0.083\left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c} + (0.3f_{pc}) + \frac{V_p}{b_o d} \quad (\text{Ec. 2-62})$$

Donde:

f_{pc} es la resistencia media a la tracción.

V_p es la componente vertical de todas las fuerzas efectivas de pretensado atravesando la sección crítica.

3 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE Y ELEMENTOS A ENSAYAR

3.1 Descripción

El puente que conecta Gélida con San Lorenzo de Hortóns se encuentra ubicado sobre el río Anoia entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393 con dirección a la carretera BV-2249. El puente tiene una longitud de 110 metros de planta recta desarrollado por 11 vanos. El tablero está hecho por trayectos de 10 metros de luz de vigas de hormigón armado de sección PI descansadas isostáticamente en estribos y pilas ver Fig. 3-1.



Fig. 3-1 Vista general del puente ubicado sobre el río Anoia entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393.

La construcción del puente dio inicio en la fecha de mayo de 1926 y entro en servicio dos años más tarde. El mismo durante la guerra civil española fue destruido parcialmente, se reconstruyó entre los años 1941 y 1942 los tramos afectados y tiene restringido el servicio a un único carril de tráfico con el paso de vehículos alternadamente regulados por semáforos ver Fig. 3-2.



Fig. 3-2 Paso de vehículos sobre el puente ubicado sobre el río Anoia entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393.

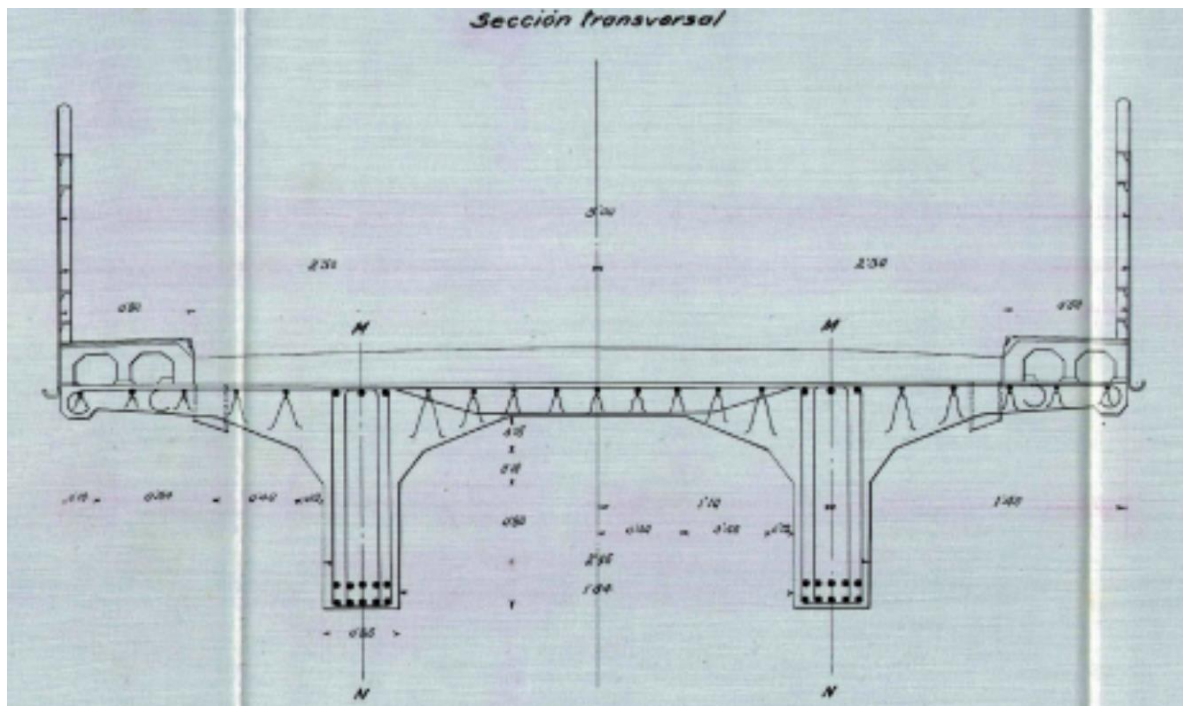


Fig. 3-3 Sección trasversal del tablero del puente actual, ancho total 5 metros (Planos del proyecto de reforma , 1928)

El tablero de hormigón armado dispone de un ancho de 5 metros y espesor de 16cm de canto, distribuidos con una acera de 0.60 metros para el paso peatonal y una calzada por donde pasan los vehículos de 3.80 metros de ancho ver Fig. 3-3.

Para el tipo de obra de hormigón armado el cemento que se usó fue artificial, de fraguado lento con densidad aparente de 1200 a 1300 kg/m³ con resistencias a la tracción de 25 kg/cm² a los 60 días del fraguado, este tipo de hormigón era procedente de las fabricas con mayor acreditación en esos años tales como: Asland, Sanson, Cangrejo, entre otras (Planos del proyecto de reforma , 1928) .

Las arenas que se utilizaron para la realización del hormigón armado debían ser silíceas perfectamente limpias, de igual manera para las gravillas o piedras también se utilizaron silíceas y rodadas perfectamente limpias. El agua utilizada debía ser potable o en su caso que no tenga un alto porcentaje de materia orgánica que la haga impotable (Planos del proyecto de reforma , 1928).

El tipo de refuerzo que se utilizó para la obra fueron las llamadas armaduras de acero dulce, su carga limite elástica era entre 2500 y 3000 kg/cm² perfectamente laminada sin presentar grietas o rebabas (Planos del proyecto de reforma , 1928).

3.1.1 Propuesta de cortes de piezas

En este apartado se detallan las diferentes propuestas que se dieron entre las partes colaboradoras para determinar el corte de los distintos elementos que intervienen en el ensayo que son las losas.

3.1.2 Primera propuesta

En una primera propuesta revisando los planos de (Planos del proyecto de reforma , 1928) con 5m de ancho, área transversal de hormigón de 1.7m^2 , un área de pavimento de 0.5m^2 y un peso por metro lineal de 5.8t/m . Se tomó la decisión de realizar dos líneas de corte, las cuales como se observa en la Fig. 3-4 atraviesan las alas en voladizo de la losa dejando un espacio de 120mm lejos desde la cara de las vigas de la sección transversal, por motivos de que el elemento a ensayar es la losa central se realizaron dichos cortes.

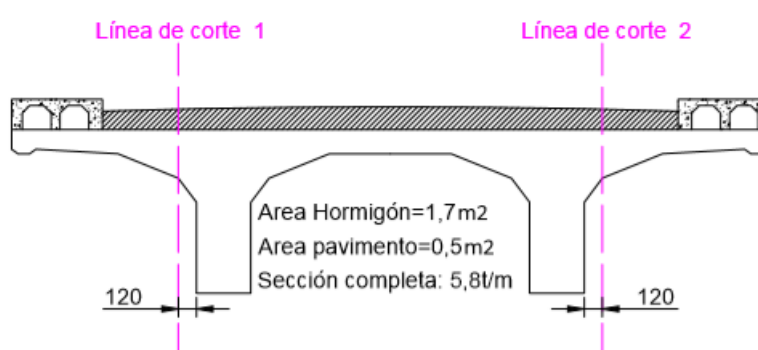


Fig. 3-4 Primera propuesta de líneas de cortes para losa de punzonamiento AutoCAD.

Realizando los cortes 1 y 2 quedo la sección transversal del puente de 5m de ancho en una pequeña pieza con forma de PI con un ancho de 2800mm, área transversal de hormigón 1.3m^2 , un área de pavimento de 0.4m^2 y un peso por metro lineal de 4.2t/m , tal y como se observa en la Fig. 3-5.

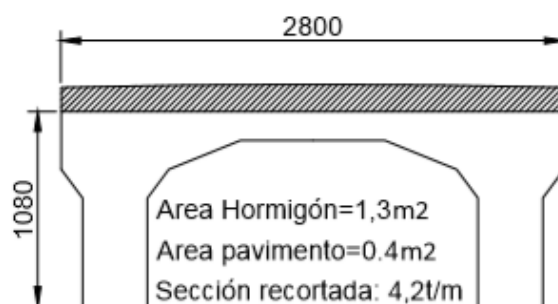


Fig. 3-5 Sección transversal primera propuesta AutoCAD.

Ejecutando los cortes 1 y 2 quedo una sección longitudinal como se muestra en la Fig. 3-6 , la cual muestra que los cortes se realizaran a 1100mm desde el borde hacia el centro de la losa. En una primera propuesta se pensó dejar la viga con su longitud original de 10m de largo y con la sección transversal antes mencionada efectuando con los cortes 1 y 2.

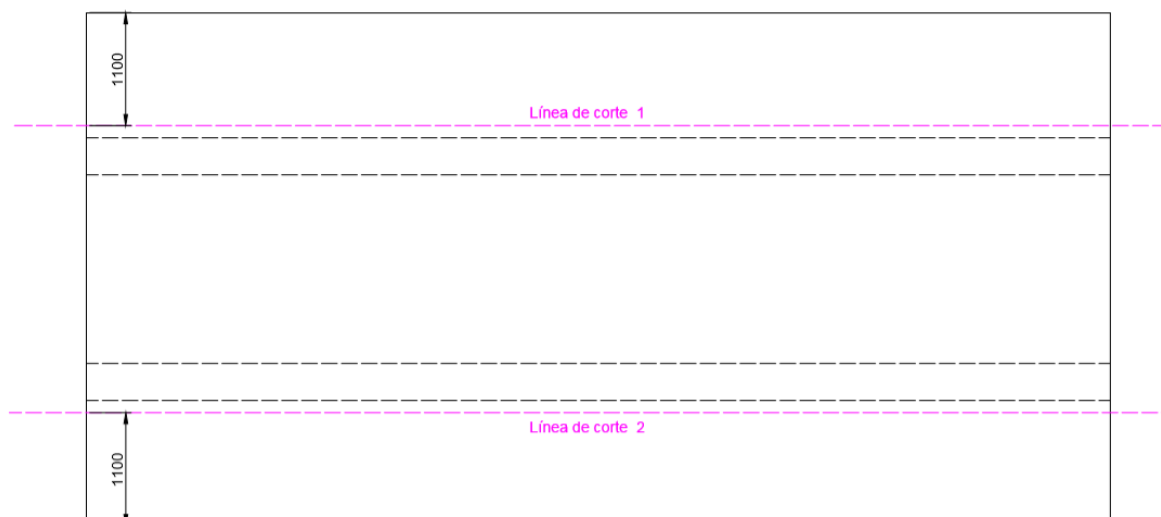


Fig. 3-6 Sección longitudinal primera propuesta AutoCAD.

3.1.3 Segunda propuesta

Para la segunda propuesta del corte de la pieza transversalmente, se quedó concluido que la antes mencionada primera propuesta era factible para lo cual la sección transversal definitiva quedaría tal y como se muestran en las Fig. 3-4 y Fig. 3-5. Dejando la pieza con forma de PI con un ancho de 2800mm, área transversal de hormigón 1.3m^2 , un área de pavimento de 0.4m^2 y un peso por metro lineal de 4.2t/m.

Sin embargo, analizando la pieza longitudinalmente entre los varios conjuntos colaboradores se determinó que por movilidad hacia las instalaciones, espacio dentro del LTE (Laboratorio de Tecnología de Estructuras) y tamaño de los dispositivos para realizar el ensayo a punzonamiento, se realizaría el corte de las piezas longitudinalmente como se realizó con las piezas trasversalmente.

En la Fig. 3-7, se puede observar una primera propuesta del corte de la pieza longitudinalmente, esta primera propuesta se pensó teniendo en cuenta la durabilidad de las piezas estructurales, las cuales en primera instancia se encontrarían intactas con el tiempo y los extremos donde se apoyan los tableros en las pilas no sufrirían ningún daño, dejando así 4 piezas pequeñas de longitud 2100mm con forma de PI.

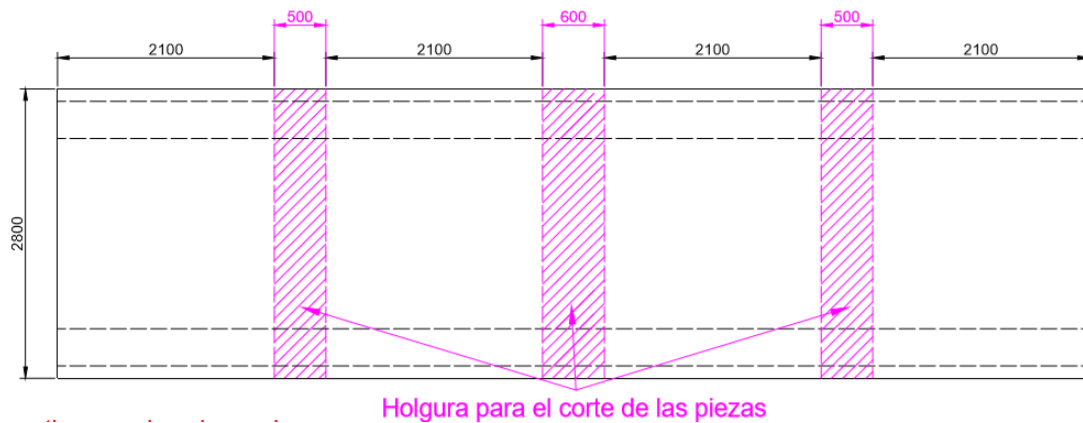


Fig. 3-7 Corte de la sección longitudinal primera propuesta sin daños en los extremos
AutoCAD.

Alternativamente, en la Fig. 3-8 se muestra otro tipo de corte, en este caso se pensó teniendo en cuenta que la durabilidad de las piezas estructurales no es la adecuada y al tener que reforzar la cimentación, se realizó el hincó de los pilotes en los extremos donde atravesarían desde la parte superior hasta llevarlos a la cimentación, dañando las partes extremas de la pieza y dejando así tres piezas pequeñas de 2100mm de longitud con forma de PI.

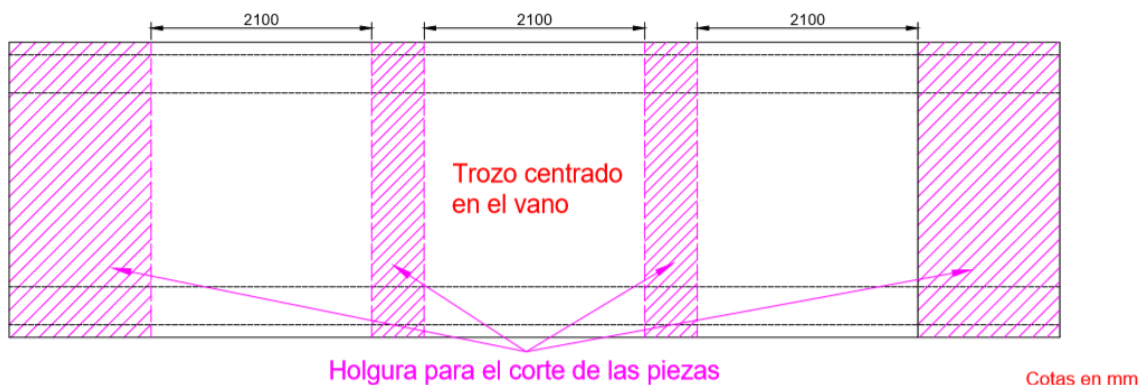


Fig. 3-8 Corte de la sección longitudinal segunda propuesta con daños en los extremos
AutoCAD.

3.1.4 Propuesta final

Como se mencionó anteriormente para poder llegar a una propuesta final se analizaron diversas situaciones en las que se podría encontrar las diferentes piezas del puente, por lo que conversando entre las partes colaboradoras del proyecto se pudo llegar a una propuesta final del corte transversal y longitudinal de las piezas.

Como ya antes mencionado en el apartado 3.1.2 se estableció una primera idea de cómo se podría realizar el corte transversal de la losa del puente, para la cual esta primera idea se consideró la más óptima y se quedó establecido entre las partes colaboradoras sería la Fig. 3-9, dejando así dos líneas de corte a 120mm de la cara de las vigas del tablero del puente. En la Fig. 3-10 se puede observar la pieza real sin el corte.

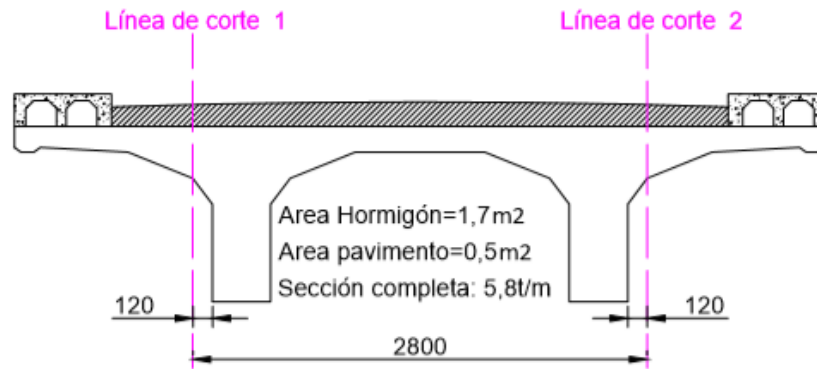


Fig. 3-9 Propuesta final de líneas de cortes para losa de punzonamiento AutoCAD.



Fig. 3-10 Sección transversal del tablero de puente desmontada.

Una vez se definidas las líneas de corte, se procedió a realizar el mismo dejando así una sección como se muestra en la Fig. 3-11 con un área de hormigón de 1.3m², con un peso por metro lineal de 3.25t/m, dejando sin área de pavimento la sección final y en forma de PI. En la Fig. 3-12 se muestra la pieza real en obra después de los cortes.



Fig. 3-11 Sección transversal propuesta final AutoCAD.



Fig. 3-12 Sección transversal del tablero del puente cortada.

Una vez desmotadas las piezas, se realizaron inspecciones para determinar el daño que tendrían cada una y poder definir el corte longitudinal de las mismas, para lo cual se estableció que las piezas deberían ser cortadas finalmente tal y como se detalla en la Fig. 3-13. En la Fig. 3-14 se puede observar la pieza real cortada longitudinalmente en obra. Adicional, se realizó una cata longitudinal en un resto del extremo y otro en la parte central para ver el diámetro y separación de los cerco, como también se extrajo 8 testigos pasantes de las almas de diámetro de 150mm.

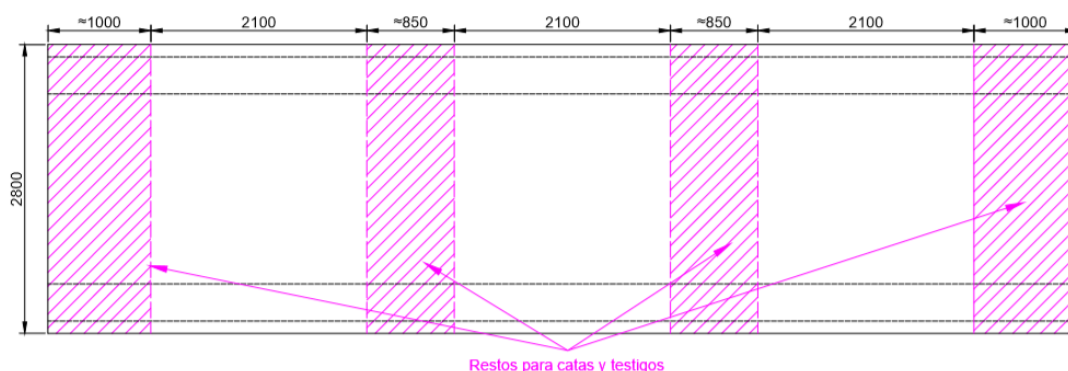


Fig. 3-13 Corte de la sección longitudinal propuesta final con daños en los extremos
AutoCAD.



Fig. 3-14 Sección longitudinal del tablero del puente cortada.

3.2 Estudio, movimiento y transporte de las piezas.

3.2.1 Estudio de piezas

Para el traslado de las piezas al laboratorio de tecnología de estructuras (LTE), se estimó el peso final de las piezas realizando el pertinente ensayo de densidad (UNE-EN-12390-7) a tres muestras de uno de los vanos del puente. Los resultados obtenidos fueron los mostrados en la Tabla 3-1.

Tabla 3-1 Densidad media de las piezas

Densidades medias 3 muestras	
ρ estado natural (kg/m^3)	2289,50
ρ saturada (kg/m^3)	2354,59
ρ seca (kg/m^3)	2224,50

Se pensó una correlación lineal entre la densidad y la humedad relativa de la muestra (HR=0% para la muestra seca y HR=100% para la muestra saturada), y para la densidad en estado natural un grado de humedad del 49.96%.

A razón de no tener datos exactos climatológicos, se consideró que la humedad relativa media en los alrededores del puente podría ser considerada al de la ciudad de Barcelona o inclusive un poco más alta esto debido a que fue construido cercano al río Anoia. De la página web del ayuntamiento de la ciudad de Barcelona se obtuvo los siguientes datos:

2. Clima					
2.3. Nubosidad y humedad relativa. 2013-2017					
	Días serenos	Días nublados	Días cubiertos	% humedad relativa	Horas Sol
2013	63	229	72	69	2.776,4
2014	46	243	76	73	2.635,9
2015	74	226	65	70	2.867,5
2016	75	228	63	72	2.853,5
2017	86	218	61	72	2.924,8
Enero	5	17	9	72	173,1
Febrero	5	15	8	75	172,8
Marzo	8	16	7	70	236,4
Abril	10	16	4	70	271,8
Mayo	8	18	5	70	329,8
Junio	11	13	6	63	322,9
Julio	7	23	1	71	322,8
Agosto	5	24	2	73	290,4
Septiembre	5	15	10	79	192,6
Octubre	5	22	4	81	219,1
Noviembre	9	18	3	66	221,5
Diciembre	8	21	2	69	171,6

Nota: Los datos corresponden al Observatorio Fabra.

Departament d'Estadística i Difusió de Dades. Ajuntament de Barcelona.

Fuente: Agencia Estatal de Meteorología. Delegación Territorial en Cataluña.

Fig. 3-15 Nubosidad y humedad relativa entre los años 2013-2017

Para un valor medio del 63% en el mes de junio, en donde se tenía previsto que se comience la traslación de las primeras piezas al laboratorio de tecnología de estructuras, a lo que se tendría que adicionar el efecto de la cercanía del río comentado con anterioridad, a efectos de cálculo y por estar del lado de la seguridad se establece utilizar la densidad saturada del material.

Por otro lado, el contratista del nuevo proyecto ha fresado el pavimento de la calzada, por lo que ese peso se tendría que descontar de las piezas. Con lo mostrado en este apartado, el peso considerado de las piezas a transportar y mover dentro del laboratorio se especifica en la siguiente figura:

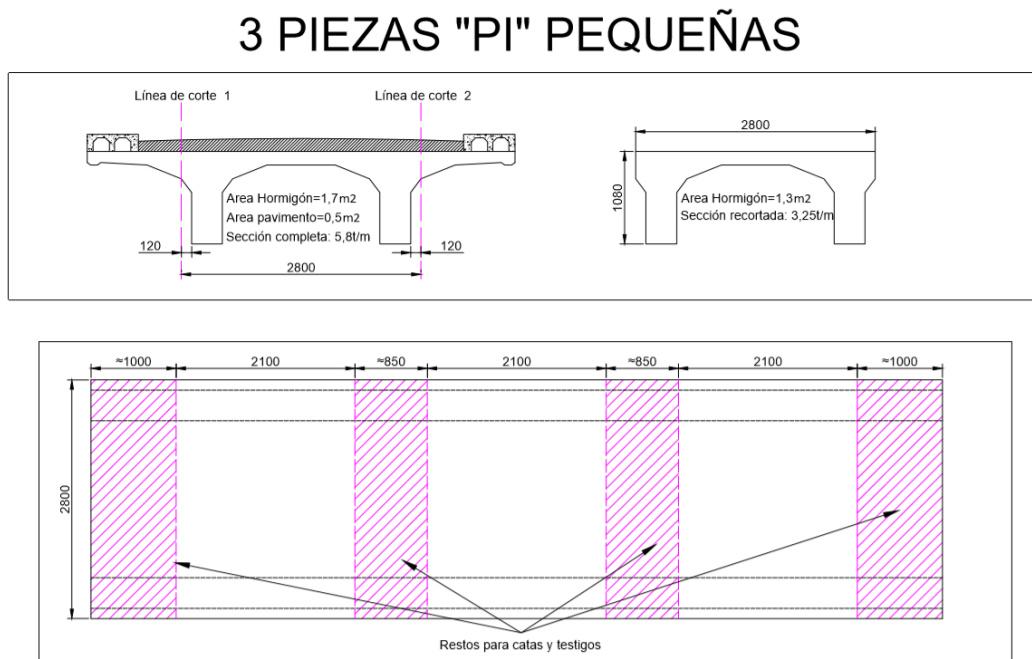


Fig. 3-16 Peso estimado/pieza: 6,51 toneladas

3.2.2 Movimiento de piezas

Para el movimiento de las piezas en obra y dentro del laboratorio de estructuras, se realizó el dimensionado de los elementos tales como:

- **Dimensionamiento de anclajes**

Para el traslado de las piezas al laboratorio de tecnología de estructuras se realizó el dimensionamiento de anclajes los cuales van en las piezas PI. A continuación se detalla el cálculo en donde se utilizó 4 anclajes, y en cada uno 4 barras corrugadas:

$$f_{yb} = 500\text{MPa (Barras)}; f_{ys} = 275\text{MPa (Placas)} \quad (\text{Ec. 3-1})$$

$$f_{ck} = 15\text{MPa (Hormigon)}; \gamma_c = 1.5; \gamma_s = 1.15 \quad (\text{Ec. 3-2})$$

$$\gamma_{M2} = 1.25; \gamma_{MW} = 1.25; \beta = 1 \quad (\text{Ec. 3-3})$$

$$P_{abarra} = \frac{70\text{kN}}{4\text{anclajes}} = \frac{17.5\text{kN}}{\text{anclaje}} = \frac{17.5\text{kN}}{4\text{barra}} = \frac{4.37\text{kN}}{\text{barra}} \quad (\text{Ec. 3-4})$$

Del artículo 39 de la EHE se determinan los valores siguientes:

$$f_{ct,m} = 0.3f_{ck}^{2/3} = 0.3(15)^{2/3} = 1.82MPa \quad (\text{Ec. 3-5})$$

$$f_{ct,k} = 0.7 f_{ct,m} = 0.7 * 1.82 = 1.27MPa \quad (\text{Ec. 3-6})$$

$$f_{ct,d} = \alpha_{ct} \frac{f_{ct,k}}{\gamma_c} = 1 \frac{1.27}{1.5} = 0.85MPa \quad (\text{Ec. 3-7})$$

Del artículo 69.5 de la EHE se determina la longitud de anclaje neta mínima con las siguientes expresiones:

$$l_b = \frac{\phi f_{yb}}{9n_1 n_2 f_{ct,d}} \quad (\text{Ec. 3-8})$$

$$l_{b,net} = l_b \beta \frac{\sigma_{sd}}{f_{yb}} \quad (\text{Ec. 3-9})$$

$$l_{b,net} = \max(10\phi; 15cm; \frac{l_b}{3}) \quad (\text{Ec. 3-10})$$

De los artículos antes mencionados se realizó la Tabla 3-2 con diferentes valores de diámetro de varilla corrugada para determinar el más óptimo:

Tabla 3-2 Calculo de longitudes mínimas de anclajes

diam (mm)	n1n2	lb(mm)	A barra (mm2)	σsd (N/mm2)	lb net (mm)	10Φ(mm)	lb min (mm)	lb/3 (mm)	lb net max (mm)
12	1	682	113	39	61	120	150	227	227
16	1	909	201	22	45	160	150	303	303
20	1	1136	314	14	36	200	150	379	379

Se tomó como diámetro para las barras de anclaje 16mm, por la incertidumbre en la resistencia y estado del hormigón del puente se consideró una longitud de anclaje de 500mm mayor a los 303mm calculados.

- **Dimensionamiento de chapa de anclaje**

Para el dimensionamiento de las chapas, se verifico el punzonamiento de las mismas para lo cual se utilizó el artículo 58.7 de la EAE, considerando que una de las opciones seria sujetar las barras de anclaje mediante tuercas.

$$B_{pRd} = \frac{0.6\pi d_m t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Ec. 3-11})$$

Del artículo antes mencionado se realizaron varios cálculos mostrados en la Tabla 3-3 con diferentes espesores de chapa para determinar el más óptimo:

Tabla 3-3 Calculo de espesores de chapa a punzonamiento

t (mm)	dm (mm)	fu	$\gamma M2$	Bprd (kN)
5	20	430	1.25	64.84247
10	20	430	1.25	129.6849
15	20	430	1.25	194.5274

Como se puede observar en la Tabla 3-3 el punzonamiento no representa ningún problema, ya que con un espesor de $t=10\text{mm}$ estaríamos cubierto respecto a la carga de 70kN repartida en 4 anclajes, por lo que se toma $t=15\text{mm}$ para tener espesores de chapas que puedan resistir a la hora de soldar la argolla.

- **Dimensionamiento soldadura barra de anclaje con chapa**

Para sujetar las barras de anclaje en conjunto con la chapa, otra opción fue la de soldar las dos partes directamente sin necesidad de una argolla, por lo que se realizó el cálculo de la soldadura necesaria.

Haciendo la hipótesis que solo tenemos carga vertical y centrada en la chapa, solo se tendría la componente t_n por lo tanto $n=0$.

$$t_n = \frac{F}{aLw} = \frac{P_{d\text{barra}}}{2\pi r_{\text{barra}} a} \quad (\text{Ec. 3-12})$$

$$\sigma = \frac{n + t_n}{\sqrt{2}} \quad (\text{Ec. 3-13})$$

$$\tau_n = \frac{t_n - n}{\sqrt{2}} \quad (\text{Ec. 3-14})$$

Se debe cumplir que para el artículo 59.8.2 de la EAE:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_n^2 + \tau_a^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (\text{Ec. 3-15})$$

$$\sigma \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{Ec. 3-16})$$

Del artículo antes mencionado se realizaron varios cálculos mostrados en la Tabla 3-4 con diferentes espesores de soldadura para determinar si cumple con las (Ec. 3-15) y (Ec. 3-16).

Tabla 3-4 Calculo de espesor de soldadura anclaje-chapa.

a (mm)	β_w	t_n (Mpa)	σ (Mpa)	τ_n (Mpa)	τ_a (Mpa)	σ comparación	$f_u/\beta_w\gamma_{M2}$	f_u/γ_{M2}	Ec. 3-15	Ec. 3-16
6	0.85	14.5	10.2	10.2	0.0	20.5	292.4	344	Cumple	Cumple
7	0.85	12.4	8.8	8.8	0.0	17.6	292.4	344	Cumple	Cumple
8	0.85	10.9	7.7	7.7	0.0	15.4	292.4	344	Cumple	Cumple

El coeficiente de correlación para el tipo de acero β_w se tomó de la tabla 59.8.2 de la EAE, para nuestro caso el tipo de acero fue de S275 por lo que $\beta_w=0.85$.

Para la unión entre barras de anclaje y chapa se toma un espesor de soldadura de 7mm, este espesor cumple con las especificaciones del artículo 59.3 de la EAE donde se indica que el espesor mínimo de soldadura para piezas de hasta 20mm es de 4.5mm y no mayor a $0.7t_{min}$ siendo t_{min} el espesor de la pieza más delgada a unir, por lo que $4.5mm \leq 7mm \leq 10.5mm$.

- **Dimensionado de soldadura argolla-chapa**

Para sujetar la argolla a la chapa se realizó el cálculo de la soldadura necesaria para soportar una fuerza $P_{argolla} = 17.5kN$. Haciendo la hipótesis que solo tenemos carga vertical y centrada en la chapa, solo se tendría la componente t_n por lo tanto $n=0$.

$$t_n = \frac{F}{aLw} = \frac{P_{dbarra}}{2\pi r_{barra} a} \quad (Ec. 3-17)$$

$$\sigma = \frac{n + t_n}{\sqrt{2}} \quad (Ec. 3-18)$$

$$\tau_n = \frac{t_n - n}{\sqrt{2}} \quad (Ec. 3-19)$$

Se debe cumplir que para el artículo 59.8.2 de la EAE:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_n^2 + \tau_a^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (Ec. 3-20)$$

$$\sigma \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (Ec. 3-21)$$

Del artículo antes mencionado se realizaron varios cálculos mostrados en la Tabla 3-5 con diferentes espesores de soldadura para determinar si cumple con las (Ec. 3-15) y (Ec. 3-21).

Tabla 3-5 Calculo de espesor de soldadura argolla-cap.

a (mm)	β_w	t_n (Mpa)	σ (Mpa)	τ_n (Mpa)	τ_a (Mpa)	σ comparación	$f_u/\beta_w\gamma_{M2}$	f_u/γ_{M2}	Ec. 3-15	Ec. 3-16
6	0.85	58.0	41.0	41.0	0.0	82.0	292.4	344	Cumple	Cumple
8	0.85	43.5	30.7	30.7	0.0	61.5	292.4	344	Cumple	Cumple
10	0.85	34.8	24.6	24.6	0.0	49.2	292.4	344	Cumple	Cumple

El coeficiente de correlación para el tipo de acero β_w se tomó de la tabla 59.8.2 de la EAE, para nuestro caso el tipo de acero fue de S275 por lo que $\beta_w=0.85$.

Para la unión entre la argolla y chapa se toma un espesor de soldadura de 10mm, este espesor cumple con las especificaciones del artículo 59.3 de la EAE donde se indica que el espesor

mínimo de soldadura para piezas de hasta 20mm es de 4.5mm y no mayor a $0.7t_{min}$ siendo t_{min} el espesor de la pieza más delgada a unir, por lo que $4.5mm \leq 10mm \leq 10.5mm$.

La argolla se dimensiono con una barra doblada de 20mm de diámetro, este tipo de anclajes se hizo en base a experiencias previas dentro del laboratorio de tecnología de estructuras donde existen piezas de hormigón con este tipo de argolla para mover piezas dentro del mismo.

- **Planos**

En las figuras Fig. 3-17, Fig. 3-18, Fig. 3-19 y Fig. 3-20 se detallan los elementos a utilizar para el movimiento de las piezas en obra y dentro del laboratorio de tecnología de estructuras.

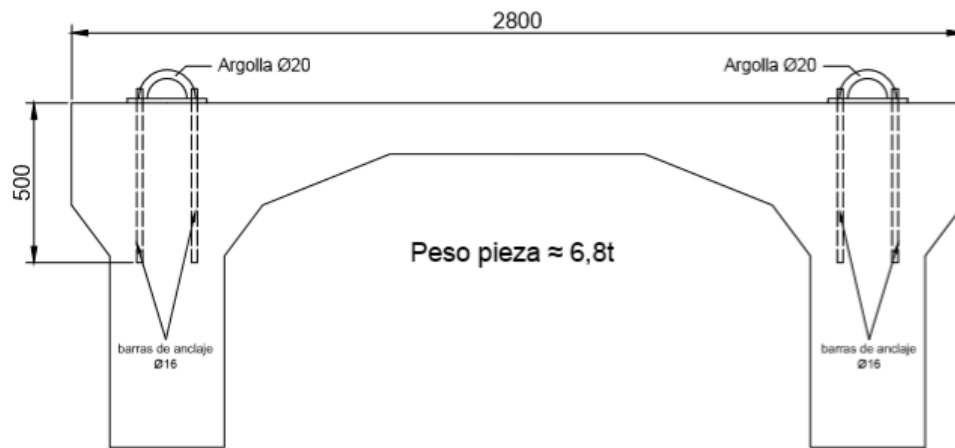


Fig. 3-17 Detalle trasversal de barras de anclaje, chapa y argolla.

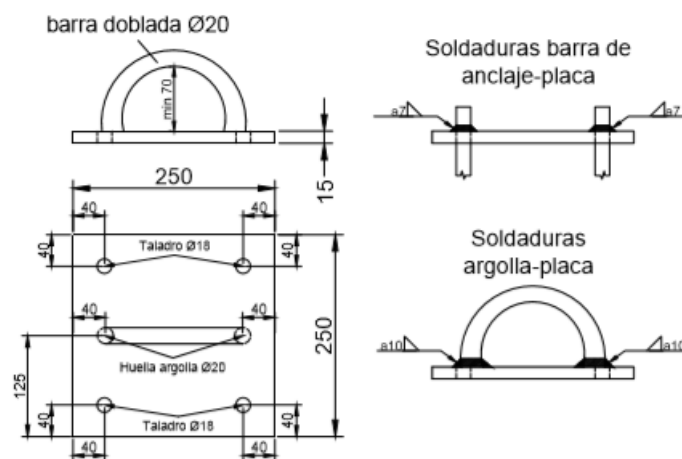


Fig. 3-18 Detalle de chapa de anclaje

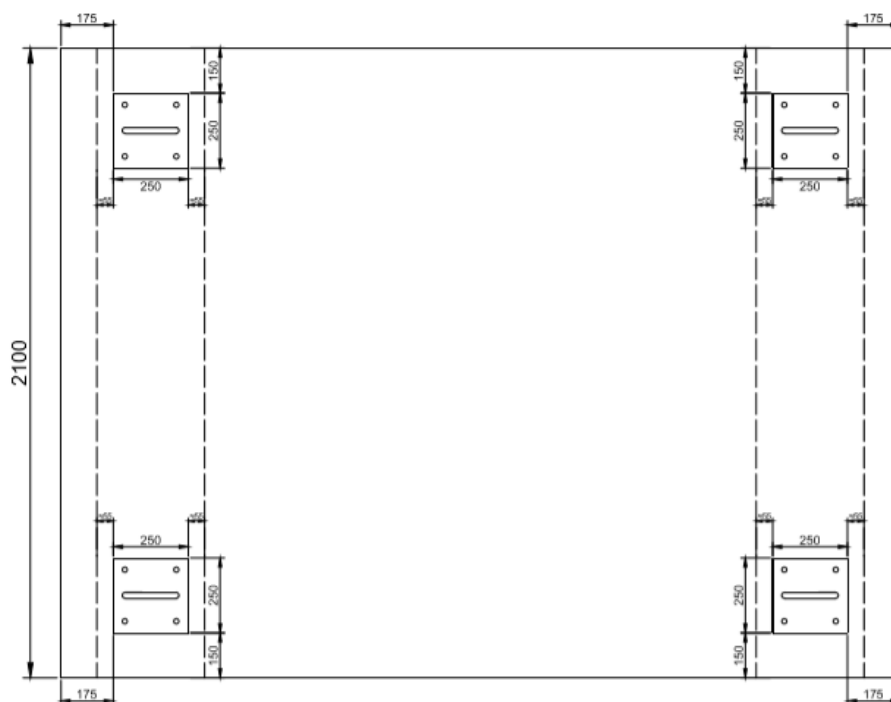


Fig. 3-19 Detalle en planta de ubicación de barras de anclaje, chapa y argolla.



Fig. 3-20 Detalle real de la ubicación de barras de anclaje, chapa y argolla.

3.2.3 Transporte de las piezas

Para la transportación de las piezas cortadas en obra desde la carretera Gelida que conecta con San Lorenzo de Hortóns ubicadas entre los puntos kilométricos 2+220 y 2+393, se utilizó un camión tipo grúa 6x4 MAN TGA 33.360 con una capacidad de 10.5 toneladas, suficientes para la movilización necesaria de las piezas, ya que cada una pesa en su totalidad 6.5 toneladas ver Fig. 3-21.



Fig. 3-21 Camión tipo grúa 6x4 MAN TGA 33.360

Para poder mover las piezas dentro del laboratorio de estructuras, se utilizaron los dos puentes grúas los cuales tienen una capacidad de 5 toneladas cada uno ver Fig. 3-22.

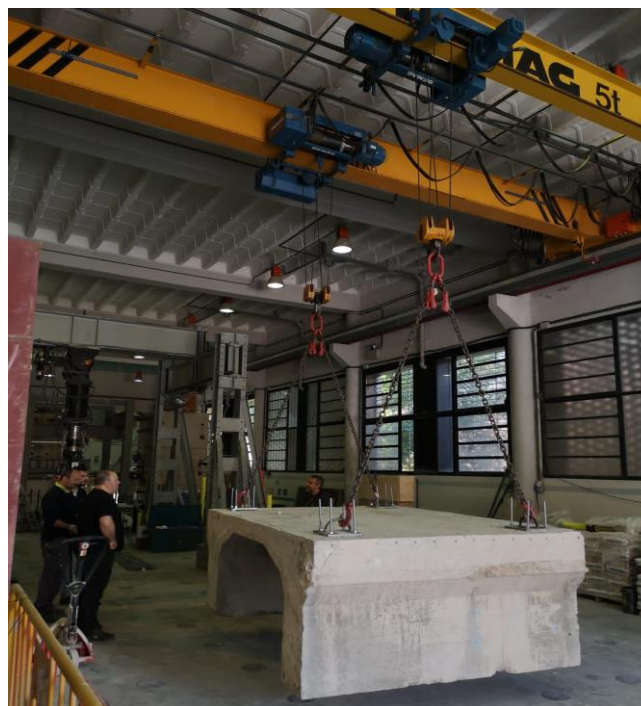


Fig. 3-22 Puente grúa laboratorio de estructuras capacidad 5 toneladas.

Una vez las piezas fueron bajadas del camión con ayuda de los puentes grúas, las mismas fueron ubicadas sobre tanquetas de cargas las cuales ayudan a desplazamientos voluminosos y pesadas cargas de hasta 24 toneladas de forma segura. Con ayuda de estas se desplazaron las piezas dentro de las instalaciones del laboratorio para realizar los ensayos correspondientes ver Fig. 3-23 y Fig. 3-24.



Fig. 3-23 Tanqueta de carga con timón giratorio.



Fig. 3-24 Tanqueta de carga parte fija.

4 PLANTEAMIENTO DEL ENSAYO

4.1 Concepción de la campaña experimental

El objetivo de este proyecto prevé la demolición del tablero existente y el transporte. Estando la Oficina Técnica de planificación y Actuación de Infraestructuras (OTPAI), encargada del seguimiento de la ejecución de los trabajos considera de utilidad conocer la resistencia del tablero existente construido en los años 40, como referencia para valorar en el futuro la resistencia de otras infraestructuras antiguas similares en servicio en la actualidad.

Demostrado el interés de la Oficina Técnica de planificación y Actuación de Infraestructuras (OTPAI), el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña por su lado está realizando el proyecto de investigación “Evaluación de la capacidad resistente frente a esfuerzos tangenciales de estructuras de hormigón mediante modelos mecánicos para la extensión de su vida útil” y en conjunto con la Diputación de Barcelona colaboran para el impulso de la investigación referente al estudio de la resistencia a cortante, punzonado y flexión del tablero del puente sobre el río Anoia en Gélida. Por este motivo ambas partes declaran su voluntad de trabajar colectivamente estableciendo así un convenio de las condiciones para determinar los ámbitos de los respectivos compromisos y obligaciones.

Hoy por hoy no existe ningún tipo de estudio donde se determine la capacidad resistente de infraestructuras antiguas por lo que a partir de este tipo de convenios que se está llevando a cabo y de este trabajo, se pueden obtener conclusiones interesantes.

Para alcanzar deducciones concluyentes en el ámbito científico es muy frecuente realizar estudios sobre modelos que representan estructuras existentes para desarrollar métodos de diseño. Al presente se llevan a cabo estudios mediante modelos numéricos para los cuales es necesario tener valores referentes para poder ser validados, por lo que el hacer ensayos experimentales es relevante.

Para llevar a cabo esta campaña experimental, se cortó en tres piezas pequeñas en forma de PI un tramo del puente de 10 metros, en grandes rasgos las dimensiones de las piezas que se serán ensayadas a punzonamiento en este trabajo son de 2800mm de ancho por 2100mm de largo, con un canto de 160mm y con una cuantía transversal de diámetro de barras de 11mm espaciadas cada 150mm.

Además, sobre la losa se situará una placa de acero de medidas de 200mmx200mmx40mm para poder reproducir la fuerza de punzonamiento en el centro de la losa, esta fuerza se reproducirá por medio de un pistón hidráulico que reacciona contra el pórtico principal del laboratorio ver Fig. 4-1 y Fig. 4-2.



Fig. 4-1 Ubicación de la pieza PI para ensayos a punzonamiento.



Fig. 4-2 Ubicación de la placa de acero.

4.2 Elementos intervinientes en el ensayo

Los distintos elementos que intervienen en los ensayos a punzonamiento son las piezas PI, sus armaduras y el pórtico del laboratorio desde el cual se aplica la carga.

4.2.1 Piezas PI

Las piezas previamente fueron cortadas en obras donde se adaptaron a las necesidades para poder desplazarlas y realizar el ensayo dentro del laboratorio tal y como se detalló en el apartado 3.1.1 de este trabajo. Finalmente se obtuvieron dimensiones de 2800mm de ancho por 2100mm de largo, con un canto de 160mm.

En cuanto a los materiales, las piezas fueron construidas en obra para llegar a obtener una resistencia de HA-20 y el armado se realizó con barras lisas con límite elástico entre 2500 y 3000 kg/cm². De los ensayos de caracterización de los materiales, detallados más adelante se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 4-1 Propiedades del hormigón a los 28 días de la caracterización de materiales

ε_c	f_c (Mpa)	f_{ct} (MPa)	E_{cm} (Mpa)
0.003	15.713	1.882	24024.582

Las propiedades de acero no fueron caracterizadas por motivo que no se pudo conseguir una probeta para poder realizar los ensayos correspondientes, por lo que adoptamos una resistencia de $f_y=240$ MPa.

4.2.2 Armaduras piezas PI

De los (Planos del proyecto de reforma , 1928) se obtuvo el armado longitudinal y transversal del tablero del puente. En la Fig. 4-3 se puede observar el detalle original de las barras de refuerzo.

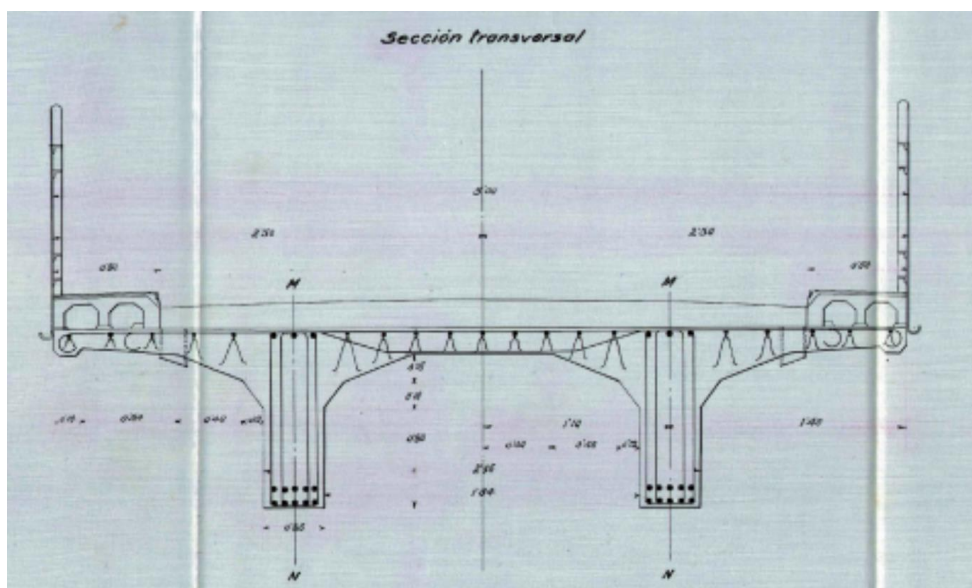


Fig. 4-3 Sección transversal del tablero del puente sobre el río Anoia (Planos del proyecto de reforma , 1928)

Para una mejor interpretación de los planos originales, se detallaron los mismos en forma digital con el programa AutoCAD versión 2017. En la Fig. 4-4 se detalla el armado de la pieza PI en el centro del vano, el corte del tablero del puente se detalla en la Fig. 3-13.

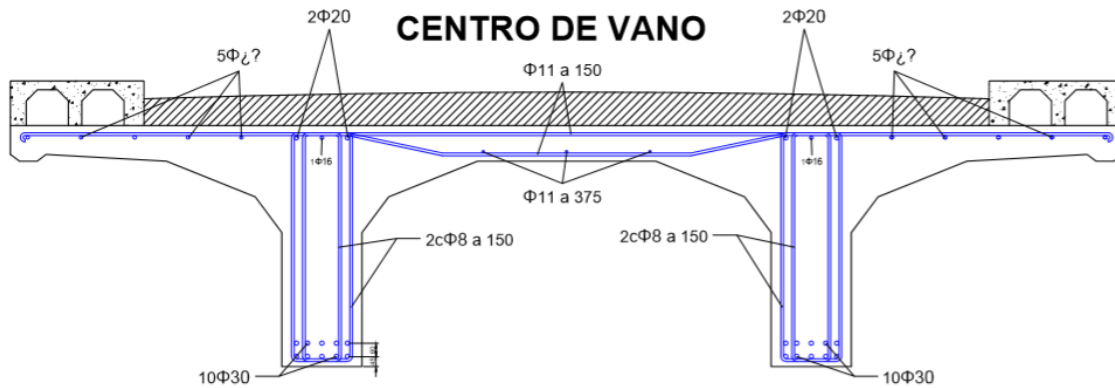


Fig. 4-4 Detalle de armado de la pieza cortada en centro del vano

En la Fig. 4-5 se detalla el armado de la pieza PI obtenidos de (Planos del proyecto de reforma , 1928), donde se observa el armado de la pieza cortada en los apoyos del vano (extremos), el corte del tablero del puente se detalla en la Fig. 3-13. Posteriormente se pudo observar que el armado de la sección sería en la parte superior $\Phi 11$ cada 150mm y en la parte inferior $\Phi 11$ cada 230mm.

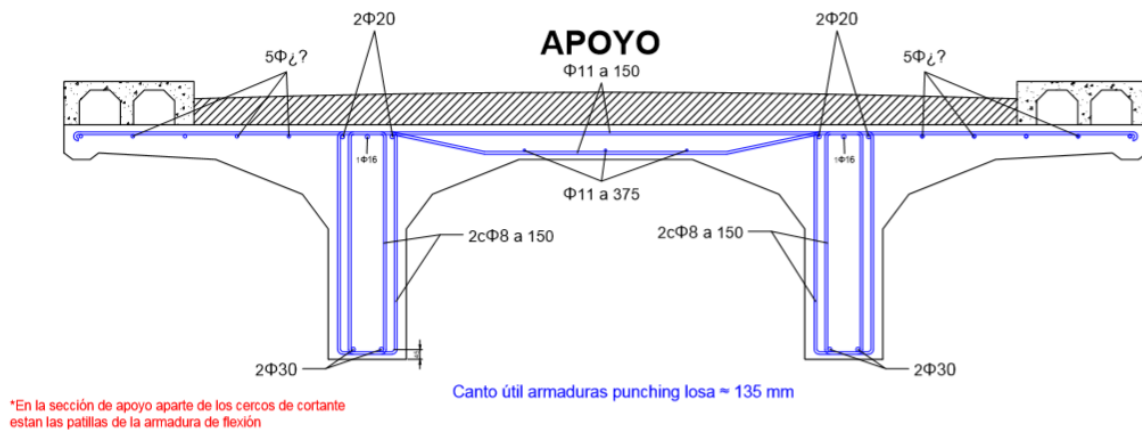


Fig. 4-5 Detalle de armado de la pieza cortada en los apoyos del vano

4.2.3 Pórtico

Para realizar el ensayo a punzonamiento se utilizó el pórtico disponible en el laboratorio de estructuras de la UPC. Este es de la marca MTS y cuenta con una capacidad máxima de 1000kN en compresión y 650kN en tracción ver Fig. 4-6.



Fig. 4-6 Pórtico del laboratorio de estructuras

4.2.4 Carga ultima esperada

Durante la etapa de diseño de la campaña experimental se realizó una campaña de simulaciones numéricas con ayuda del software ABAQUS, donde el objetivo era de comenzar a conocer el fenómeno estudiado y prever las cargas de falla del tablero del puente para diferentes resistencias de hormigón armado ver Fig. 4-7.

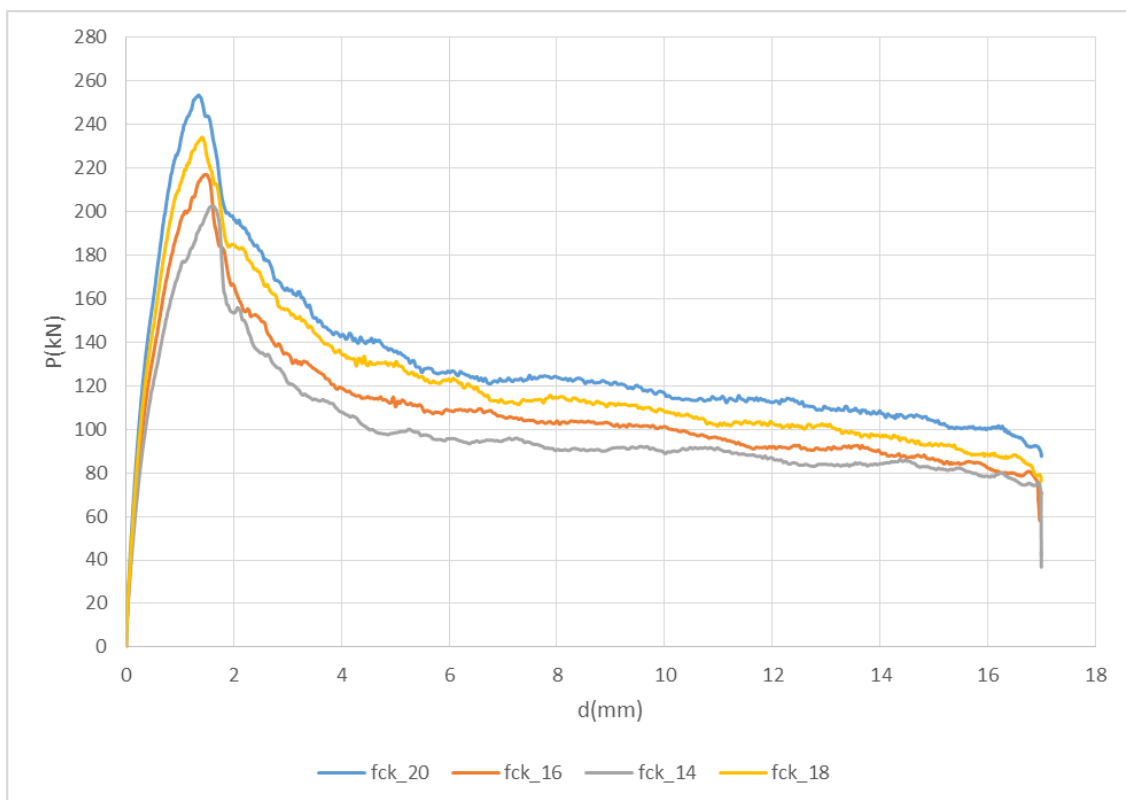


Fig. 4-7 Curva carga-desplazamiento con diferentes fck (resistencia característica hormigón)

Dado la variabilidad que se tendría con respecto a la predicción de la resistencia a compresión del hormigón f_{ck} , se decidió hacer diferentes análisis para diferentes resistencias para poder encontrar la carga de falla esperada.

Tabla 4-2 Resistencia ultima a punzonamiento con diferentes f_{ck}

f_{ck} (Mpa)	P(kN)
f_{ck} 14	202.53
f_{ck} 16	217.02
f_{ck} 18	234.23
f_{ck} 20	253.64

Vemos en la Tabla 4-2 que para una resistencia $f_{ck}=16\text{MPa}$ se espera 217.02kN de carga para cuando falle la losa del tablero del puente, esta carga se la tomara en consideración ya que para nuestro caso de estudio nuestra caracterización del material hormigón armado nos dio una resistencia de 15.71MPa como se menciona en la Tabla 4-1.

4.3 Caracterización de los materiales

Al considerarse un ensayo experimental es trascendental caracterizar los materiales que se utilizaran, ya que se realizarán cálculos a partir de estos parámetros. Tanto el acero como el hormigón tradicionalmente han sido suministrados por empresas de prestigio a través de los años. Sin embargo, se debe comprobar las características de los materiales para obtener valores exactos con los que se va a trabajar ya que los resultados obtenidos dependerán mucho de estos.

Se parametrizarán los materiales con los que fue construido el tablero del puente, el hormigón y el acero. Los parámetros a caracterizar del hormigón serán: la resistencia a la compresión simple y el módulo de elasticidad, y para el acero se parametrizaran el límite elástico, la deformación en el límite elástico y el módulo de Young.

A continuación, se detallará de qué tratan los ensayos antes mencionados, la normativa utilizada para obtener sus parámetros, como los resultados obtenidos.

4.3.1 Hormigón

- Extracción de testigos

El fin de caracterizar el hormigón es tener despejados toda duda sobre los parámetros del material que se va ensayar. Por lo cual, los ensayos se deben llevar sobre el mismo hormigón con el que se van a realizar las pruebas.

Dado aquello se hizo una extracción de testigos en obra, una vez extraído los testigos de hormigón, se realiza una inspección visual para detectar cualquier anomalía se mide su diámetro y longitud. Nuestro testigo tuvo una dimensión de 230mm x 75mm tal y como se puede observar en la Fig. 4-8 para lo cual se utilizó una maquina extractora de probetas de hormigón Fig. 4-9.



Fig. 4-8 Extracción de testigos



Fig. 4-9 Maquina extractora de probetas de hormigón

Se tomaron diferentes tipos de probetas en diferentes partes del tablero del puente, se tomaron dos probetas en la parte extrema y cuatro probetas en la parte central de la pieza en forma de PI mencionadas anteriormente. Adicional, se tomaron cuatro probetas en la parte extrema y siete en la parte central en las piezas en forma de T, estas piezas serán mencionadas en un trabajo de tesis dedicado a la parte de cortante del tablero de losa del puente.

- Refrentado. Método del mortero de azufre

Según la (UNE EN 12390-3), se preparan los extremos de los testigos para proceder al ensayo de rotura a compresión simple mediante tallado y refrentado. Antes de refrentar, la superficie de la probeta debe estar totalmente seca, limpia y debe retirarse toda clase de partículas sueltas.

El refrentado debe ser fino y no mayor a más de 5mm de grosor. La mezcla de azufre debe calentarse a una temperatura apropiada que mientras se mueva continuamente, se logre obtener su consistencia requerida. La mezcla se mueve perennemente para lograr su homogeneidad e impedir que se formen sedientos en el fondo del recipiente (UNE EN 12390-3) ver Fig. 4-10 y Fig. 4-11.



Fig. 4-10 Mezcla de azufre y apoyo para refrentar.



Fig. 4-11 Probetas de hormigón refrentadas.

- Compresión simple

El objetivo de este tipo de ensayo es determinar la resistencia a compresión del hormigón que se utilizara. Para la ejecución de este ensayo se siguió la normativa (UNE EN 12390-3). Una vez preparadas las probetas se corresponde verificar que la maquina en donde se realizara los ensayos este enteramente limpia de cualquier resto de gravilla u material posible.

Se debe adicional secar el exceso de toda humedad en la superficie de la probeta antes de ensayarla en la máquina. Para la aplicación de la carga las probetas se colocan de tal forma que se aplique perpendicularmente a la dirección del hormigonado.

Para iniciar se aplica una carga aproximadamente del 30% de la carga de rotura de la resistencia teórica. Subsiguientemente se selecciona una carga constante del rango 0.6 ± 0.2 MPa/s. Esta carga se aplica sin hosquedad y se va paulatinamente incrementando a la velocidad escogida de $\pm 10\%$, hasta que la probeta rompa. Una vez rota la probeta se debe registrar la carga máxima soportada para poder calcular la resistencia a compresión simple, este valor debe expresarse en KN (UNE EN 12390-3) ver Fig. 4-12.

La resistencia a compresión simple se obtiene como:

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (\text{Ec. 4-1})$$

donde:

f_c es la Resistencia a compresión en MPa (N/mm^2)

F es la carga máxima de rotura, en N

A_c es el área transversal de la probeta sobre la que actúa la fuerza de compresión.



Fig. 4-12 Ensayo a compresión simple: a) Probeta sin romper b) Probeta rota

Como se mencione anteriormente se realizaron los ensayos para diferentes probetas y los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 4-3 Resultados del ensayo a compresión simple

Compresión				
Probeta	ϕ (mm)	L (mm)	ϵ_c	f_c
Pi E-1	73.3900	151.0000	0.0031	18.7529
Pi E-2	73.7000	154.0000	0.0029	19.6644
Pi C-1	73.4000	151.5000	0.0027	10.6187
Pi C-2	73.4000	150.0000	0.0034	9.4050
Pi C-3	73.3000	150.0000	0.0034	12.0027
Pi C-4	73.3800	148.0000	0.0022	10.4992
T E-1	73.1100	151.0000	0.0031	12.4466
T E-2	73.0600	151.0000		9.9400
T E-3	73.6200	149.0000	0.0024	16.7775
T E-4	73.2800	153.0000	0.0022	9.7172
T C-1	73.4000	152.0000	0.0020	12.3979
T C-2	73.4100	152.0000	0.0029	19.7881
T C-3	73.4200	157.0000	0.0037	17.1721
T C-4	73.4500	147.0000	0.0034	25.4998
T C-5	73.4200	148.0000	0.0036	29.4533
T C-6	73.4400	151.0000	0.0024	10.8972
T C-7	73.4900	149.0000	0.0037	30.3352

Para realizar el ensayo a compresión simple, previamente las probetas fueron refrentadas y cortadas a medida de dos veces su alto en comparación a su diámetro. Como se puede observar existe gran variabilidad en la búsqueda de los resultados, mientras que la resistencia a compresión teórica es de un HA-20. Por este motivo se consideró realizar una media de los valores para obtener uno estándar dando como resultado los siguientes valores:

Tabla 4-4 Valor estándar a compresión simple.

ϵ_c	f_c (Mpa)	f_{ct} (MPa)
0.003	15.713	1.882

En la consideración de los resultados, se puede apreciar que la variabilidad de estos depende de la ubicación de donde fueron tomadas las probetas. Las probetas que fueron tomadas en los extremos de las piezas presentan una resistencia a la compresión simple de acuerdo a la señalada en (Planos del proyecto de reforma , 1928) y en algunos casos menor, mientras que las probetas tomadas en el centro tienen una resistencia mayor o parecida a las del proyecto.

Este tipo de variación puede darse debido a que en los extremos donde se apoyan las piezas sufre más contacto debido al movimiento de los vehículos que circulaban sobre el puente

pudiendo así formar fisuras a lo largo del tiempo. Estos golpes desgataban el material con ayuda de la salinidad de río. Por otro lado las piezas tomadas en el centro al no sufrir muchos golpes contra los apoyos y no tener fisuras debidas a estos golpes ganaron mayor resistencia.

- Módulo de Elasticidad

El objetivo de este ensayo es determinar el modulo secante de elasticidad en compresión del hormigón endurecido sobre probetas de ensayo fabricadas o extraídas de una estructura. Para la realización de este tipo de ensayo se ha seguido la normativa (UNE-EN 12390-13).

En este tipo de ensayo se somete la probeta a compresión uniaxial, registrado las tensiones y deformaciones, determinando así la pendiente de la recta secante a la curva tensión-deformación durante el primer ciclo de carga y tres ciclos de carga (UNE-EN 12390-13).

Los instrumentos de medida de la deformación se deben ubicar de tal manera que la base de medición sea equidistante con los extremos de la probeta. Para la determinación de modulo secante de elasticidad se aplican tres ciclos de cargas a una velocidad 0.6 ± 0.2 MPa/s con intervalos de tensión mantenida no superior a 20 s (UNE-EN 12390-13).

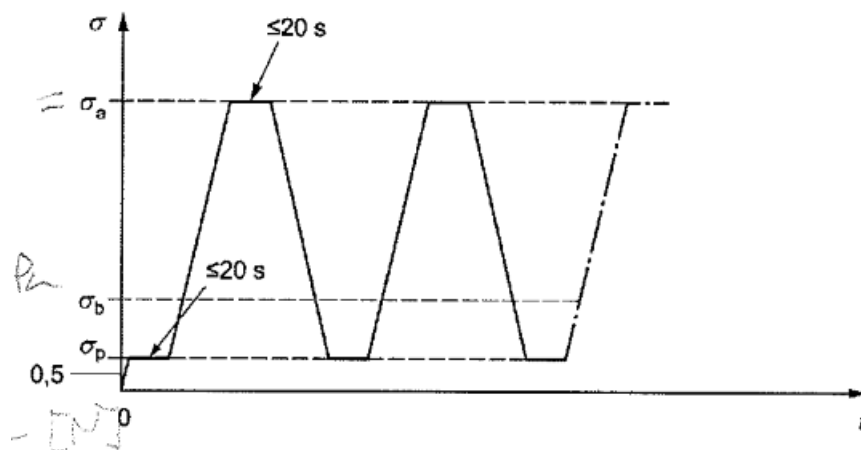


Fig. 4-13 Ciclo para la determinación del módulo secante de elasticidad estabilizado

Donde en la Fig. 4-13, σ_a es la tensión superior igual a $f_c/3$, σ_b es la tensión inferior con valores entre 10% y 15% de f_c y σ_p es la tensión nominal de precarga entre 0.5MPa y σ_b .

Al instante de terminado cada ciclo se debe registrar la deformación a lo largo de cada línea de medición y calcular la deformación media. Para obtener los valores se debe hacer dos comprobaciones, la primera comprobación durante el segundo ciclo de carga, la deformación ϵ_a en cada línea de medición no debe diferir de la deformación media ϵ_{a1} en más del 20%, si no alcanza este límite, se recoloca la probeta y se coloca de nuevo el ensayo. Si no es posible disminuir la diferencia por debajo del 20%, se para el ensayo y se descarta la probeta (UNE-EN 12390-13).

En la segunda comprobación en cada línea de medición de variación de ϵ_a entre el segundo y tercer ciclo no debe ser superior al 10%. Si la diferencia de deformaciones es superior al 10%

se detiene el ensayo, se reajusta los instrumentos de medición y se comienza de nuevo el ensayo (UNE-EN 12390-13).

El modulo sécate de elasticidad estabilizado $E_{c,s}$ se define como:

$$E_{c,s} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\Delta\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}} \quad (\text{Ec. 4-2})$$

Dónde:

σ_a^m es la tensión media correspondiente a la tensión nominal superior $f_c/3$

σ_b^m es la tensión media correspondiente a la tensión nominal inferior

$\varepsilon_{a,3}$ es la deformacion media para tension superior durante el ciclo de 3 de carga

$\varepsilon_{b,2}$ es la deformación media para la tensión inferior durante el ciclo 2 de carga

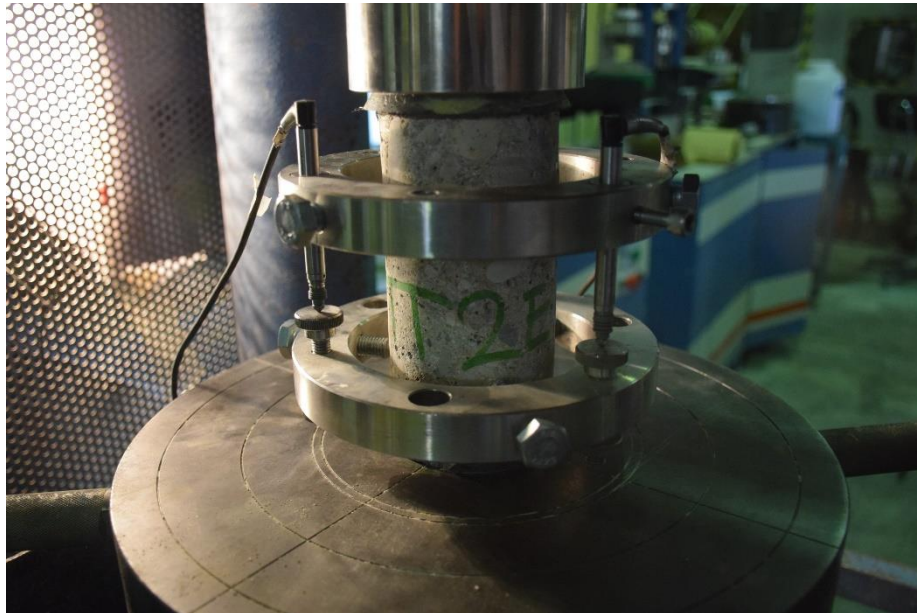


Fig. 4-14 Ensayo del módulo de elasticidad

Para la realización del ensayo del módulo de elasticidad del concreto se hicieron a diferentes piezas tanto en los tramos centrales y extremos de la pieza en forma de PI y en los tramos centrales y extremos de las piezas en forma de T ver Fig. 4-14.

A continuación se pueden observar los resultados obtenidos:

Tabla 4-5 Resultados de los ensayos del módulo de elasticidad

Módulo					
Probeta	ϕ (mm)	L (mm)	ΔL LVDTs (mm)	ΔF (kN)	E (Mpa)
Pi E-2	73.7000	154.0000	0.011211333	14.96271429	23463.32327
Pi C-1	73.4000	151.5000	0.011589976	14.95928571	22877.44799
T E-2	73.0600	151.0000	0.011238548	14.91928571	23749.24935
T E-3	73.6200	149.0000	0.009792833	14.90928571	26824.28965
T C-1	73.4000	152.0000	0.011382929	14.90471429	23208.59804
Media			0.011	14.931	24024.582

Según el artículo 39.6 de la EHE-08 el valor del módulo de deformación del hormigón se puede calcular como:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 4-3})$$

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (\text{Ec. 4-4})$$

Por lo tanto, al tener un hormigón de HA-20 teórico, deberíamos tener un valor del módulo del hormigón de:

$$f_{cm} = 20 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 28 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 4-5})$$

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{28} = 25811.01 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 4-6})$$

En la siguiente tabla se puede apreciar el porcentaje de referencia que tienen los valores:

Tabla 4-6 Porcentaje de referencia módulo de elasticidad

E (Mpa)	E (Mpa) EHE-08	% referencia
24024.582	25811.010	93%

Como podemos observar la media de los valores no llega al valor de referencia que dicta la norma, sin embargo se utilizara el módulo de elasticidad de la norma como valor referencial para los cálculos.

4.4 Instrumentación

Para conocer los datos precisos de los ensayos es importante una buena instrumentación, para así poder medir de forma exacta todos los puntos en los que se interese tener resultados, y no solo obtener la fuerza con la que rompe la losa del tablero del puente. Para ello se usaran diferentes elementos de medición detallados a continuación:

- ✓ Marco metálico
- ✓ Temposonic
- ✓ Cámara fotográfica
- ✓ LVDT
- ✓ Células de carga

A continuación, se detallaran los principios físicos que utilizan cada uno de ellos, la función concreta y su colocación durante los ensayos.

4.4.1 Marco metálico

Para la realización el ensayo se configuro un tipo de marco metálico alrededor de la pieza, el cual iba fijo a las almas de la sección por medio de tornillos, en la Fig. 4-15 se puede observar con mayor detalle. Esto se realizó para evitar medir el descenso de los apoyos y no contabilizar la flecha en el centro de la losa, en el centro de la losa se ubicó el temposonic ver Fig. 4-16.



Fig. 4-15 Fijación de marco metálico a las almas de la pieza.

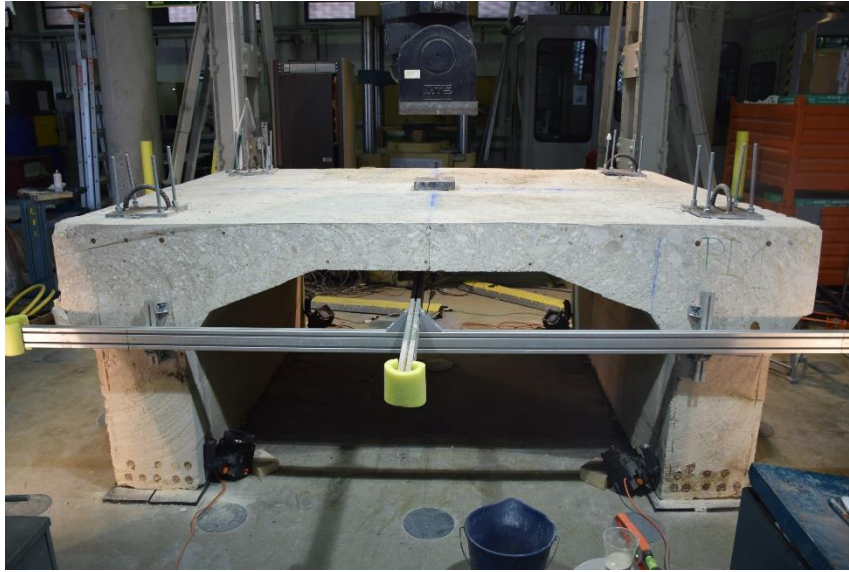


Fig. 4-16 Marco metálico.

4.4.2 Temposonic

Un temposonic es un sensor de medición de precisión exacta. Este está compuesto por un guía ondas ferromagnético, un imán permanente y móvil que atraviesa el guía ondas para determinar la posición y un convertidor de impulsos por deformación junto con su electrónica de soporte (RP Mecatronica, 2019) ver Fig. 4-17.



Fig. 4-17 Temposonic.

Este instrumento se utilizó para medir variaciones de posición. Esto se ejecuta a partir de la interacción instantánea entre dos campos magnéticos. El imán móvil está acoplado rígidamente al objetivo cuyos datos de posicionamiento se necesitan, este campo es longitudinal. El segundo campo es radial y se crea mediante los impulsos de corriente aplicados al guía ondas y es paralelo a la dirección que sigue el imán móvil. Al acercar el impulso al imán móvil, la interacción de sus pertinentes campos magnéticos genera magneto

estricción. El guía ondas esta distorsionado elásticamente, debido a lo cual se genera una onda de torsión ultrasónica. Esta onda retorna al guía ondas y se transforma en una señal eléctrica cuando llega al final del guía ondas. Debido a que la onda conserva una velocidad constante cuando se desplaza a lo largo del guía ondas, se puede calcular la posición del imán móvil (RP Mecatronica, 2019).

El temposonic se ubicó en el centro de la losa del tablero del puente para poder determinar la flecha o desplazamiento que se generó en el centro de la losa. En la Fig. 4-18 se puede observar la ubicación del temposonic en el ensayo.



Fig. 4-18 Ubicación del temposonic

4.4.3 Cámara

Se utilizó una cámara para poder observar la evolución de las fisuras en la cara inferior de la losa del tablero. Esta cámara está ubicada en la parte lateral de la pieza para observar todo el contorno de la losa al momento del ensayo con ayuda de unos reflectores de luz ver Fig. 4-19.



Fig. 4-19 Ubicación de cámara y reflectores de luz

4.4.4 LVDT

Los sensores de desplazamientos inductivos LVDT, conocidos también como sensores de desplazamientos LVDT (Linear Differential Transformer), basan su funcionamiento en el movimiento de un núcleo adentro del cuerpo del sensor que tiene arrollados los bobinados, se trata de un sensor sin rozamiento, ya que al ser inductivo, la variación es por campo magnético (Sensing sensores de medida, 2019).

El elemento móvil de un LVDT es una armadura tubular separada de material magnéticamente permeable. Esto se llama núcleo, el cual es independiente de moverse axialmente adentro del orificio hueco de la bobina, y se acopla mecánicamente al objeto cuya posición se está midiendo (TE connectivity, 2019).

Una vez puesto en funcionamiento, la corriente alterna viaja a través del primario originando un voltaje que es inducido a cada secundario proporcional a la inductancia mutua con el primario. A disposición que el núcleo comienza a moverse, la inductancia mutua cambia produciendo que el voltaje inducido en el secundario cambie (TE connectivity, 2019).

Las bobinas están vinculadas en sucesión, pero alternadas, así que el voltaje de salida es la diferencia entre los dos voltajes secundarios. El núcleo una vez en su posición central, se halla equidistante a los dos secundarios, los voltajes inducidos son similares pero de signo desigual así que el voltaje de salida es cero (Beltran, 2019).

Cuando el núcleo se desplaza en una trayectoria, el voltaje en una bobina se incrementa por otro lado la otra se reduce, provocando que el voltaje de salida también se incremente desde cero hasta su máximo. La magnitud del voltaje de salida es igual al trayecto en el que fue desplazado el núcleo (Beltran, 2019).

Se colocaron dos LVDT en las partes laterales de la pieza para medir su desplazamiento lateral con respecto a su posición inicial, se utilizó una placa metálica para rigidizarlo y pueda moverse axialmente. Adicional, se colocó una pequeña placa de plástico en los puntos donde se ubicara el LVDT, esto evitara el desplazamiento debido a la superficie rugosa y dará resultados más exactos ver Fig. 4-20.

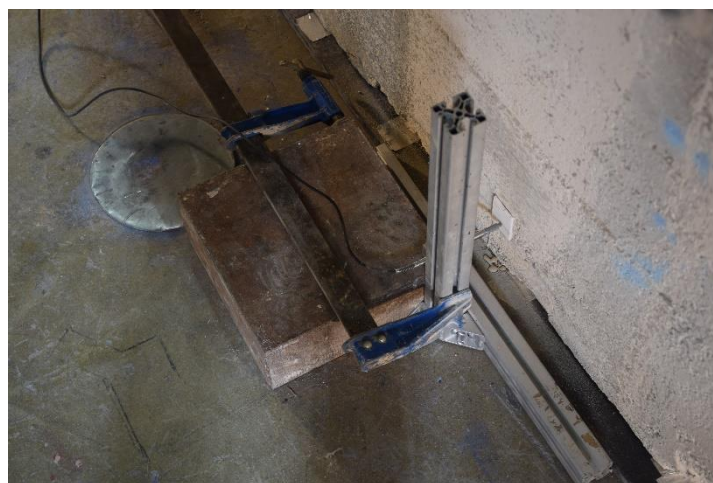


Fig. 4-20 LVDT colocado

4.4.5 Células de carga

Una célula de carga (o celda de carga) es un transductor que transforma la fuerza aplicada sobre ella en una señal eléctrica medible. En el mercado existen diferentes tipos de sensores, pero las células de carga son los más comunes. Los diseños de células de carga se pueden diferenciar de acuerdo al tipo de señal de salida que se desea obtener (hidráulica, eléctrica neumática) o a su vez con la forma que detectan peso (flexión, corte, compresión, tensión, etc.) (Omega, 2019).

En este ensayo se colocaron dos células de carga para medir la fuerza a compresión que se generaría en las almas de las vigas de la losa del tablero, estas se colocaron debido al arriostramiento adicional que se le dio a las almas para que la losa pudiera fallar a punzonamiento, este estudio se detallara más adelante en otro apartado.

En las almas se colocaron las barras Dywidag colocando una placa de acero, una célula de carga, otra placa de acero para así mantener su posición estable en todo momento. La célula de carga servirá para medir en todo momento la fuerza aplicada en las almas.

Antes de comenzar a realizar el ensayo, es importante calibrar correctamente las células de carga para pueda medir la fuerza real de aplicación en el momento exacto que falla la pieza ver Fig. 4-21.



Fig. 4-21 Célula de carga

4.5 Set-up

En el presente apartado se detallara el proceso de ejecución de los ensayos, se explicara el proceso de montaje y posición de la instrumentación auxiliar a usar en todos los ensayos, terminando con el protocolo de preparación y posición de cada pieza a ensaya.

4.5.1 Montaje pieza PI 1

Dado que se obtuvieron tres piezas en forma de PI para la realización de los ensayos, se trató de estandarizar procedimientos y preparaciones para de este modo perder el mínimo tiempo entre ensayos.

Para el primer ensayo se utilizó la primera pieza en forma de PI, para ello se siguió el siguiente procedimiento:

1. Se utilizó los dos puentes grúa de cinco toneladas para mover la pieza hasta dejarla en el centro del pórtico Fig. 4-22.



Fig. 4-22 Ubicación de la pieza en el centro del pórtico

2. Previo a bajar la pieza en el centro del pórtico, debajo de las almas se instaló neopreno. Este material se usó para regularizar el apoyo de la pieza en el suelo. Además, aportar cierta cohesión horizontal en las almas Fig. 4-23.



Fig. 4-23 Apoyo de neopreno en las almas de la pieza PI 1

3. Se ubicó en el centro de la losa una placa metálica de 200x200x40mm la cual recibiría toda la carga del pistón y la transmitiría directamente ver Fig. 4-24.



Fig. 4-24 Ubicación de placa metálica en el centro de la losa

4. Se montó un marco metálico debajo de la losa de tablero en el cual se ubicaría el temposonic. Este marco metálico se apoyaría por medio de pernos en las almas de las vigas del tablero Fig. 4-25.



Fig. 4-25 Montaje de marco metálico

5. Se realizó el montaje del temposonic, el cual se ubicó en el centro de la losa para así poder medir los desplazamientos de la misma una vez se comience aplicar la carga Fig. 4-25.



Fig. 4-26 Montaje del temposonic

6. Colocación de la cámara, con esto se tomó registro del momento exacto en el cual se comienza a formar las fisuras paso a paso Fig. 4-27.



Fig. 4-27 Ubicación de cámara

7. Colocar el LVDT al lateral de las vigas de la losa de tablero Fig. 4-28.



Fig. 4-28 Ubicación del LVDT

8. Realizar el ensayo.
9. Tomar fotos de los respectivos resultados para ser analizados.
10. Desconectar todos los sensores de las regletas de conexión del Data Acquisition System (DAQ).
11. Retirar la pieza ensayada, este proceso se lleva a cabo con los puentes grúas. Una vez ensayada la pieza se ubica a un lado de la zona de acopio y se espera que se ensayen el resto de piezas para luego llevarlas a un vertedero especializado para que se destruyan correctamente.
12. Colocar la siguiente pieza para ser ensayada, repitiendo este proceso hasta llevar a cabo el ensayo en todas las piezas Fig. 4-29.



Fig. 4-29 Acopio de piezas en forma de PI

4.5.2 Montaje pieza PI 2

Como se mencionó anteriormente se trató de estandarizar el procedimiento de cada una de las piezas, por lo que el montaje de la PI 2 fue similar al montaje de la pieza PI 1 como se describe en el apartado 4.5.1. Para el segundo ensayo se utilizaron los mismos procedimientos antes mencionado, para ello la única diferencia del montaje fue la siguiente:

Dado el ensayo se realizó de manera similar, se propuso realizar el cambio de apoyo debajo de una de las almas, ya que en primera instancia en el primer ensayo se utilizó neopreno en ambas almas como apoyo. Sin embargo, para el segundo ensayo se trató de simular el comportamiento en el centro del puente (coacción nula), para esto se utilizó como apoyo debajo de un alma teflón Fig. 4-30.



Fig. 4-30 Teflón apoyo móvil

Este material simula el comportamiento de tal manera que de un lado el neopreno funciona como un apoyo simple dando cierta resistencia en el sentido transversal de la pieza, mientras que el teflón funciona como un apoyo móvil haciendo que este se desplace en el sentido transversal una vez aplicada la carga Fig. 4-31.



Fig. 4-31 Colocación de apoyos en las almas (neopreno y teflón)

4.5.3 Montaje pieza PI 3

Una vez estandarizado el procedimiento de las piezas, el montaje de pieza PI 3 fue similar al de las demás antes mencionadas por lo que para este tercer ensayo se realizó otro cambio en los tipos de apoyo para poder ver observar otro tipo comportamiento al que podrían haber estado las piezas expuestas en estado de servicio. A continuación se detallara la diferencia que existió a la hora del montaje:

Para este tercer ensayo se propuso realizar el cambio de apoyo sobre las almas en la que iban a ser asentadas las piezas, en una primera instancia para el primer ensayo se utilizó neopreno en ambas almas como apoyo, para la segunda se utilizó como apoyo debajo de un alma teflón, para este tercer y último como se puede observar en las Fig. 4-32 y Fig. 4-33 se decidió ubicar debajo de las almas los neoprenos como en el primer ensayo pero adicional realizar el arriostramiento de las dos almas para poder simular el comportamiento de coacción total en el que se restrinja el movimiento completo en el sentido transversal.



Fig. 4-32 Vista frontal de la pieza PI 3 con arriostramientos.



Fig. 4-33 Vista lateral de los arriostramientos con las células de carga.

4.6 Representación del estudio de la carga puntual

Para los diferentes ensayos se llevó a cabo la aplicación de la carga de punzonamiento sobre las piezas, esta carga se aplicó a través de una placa de acero de dimensiones 200x200x40mm. En los tres diferentes ensayos esta placa fue ubicada en el centro de la losa como se muestra en la Fig. 4-34.

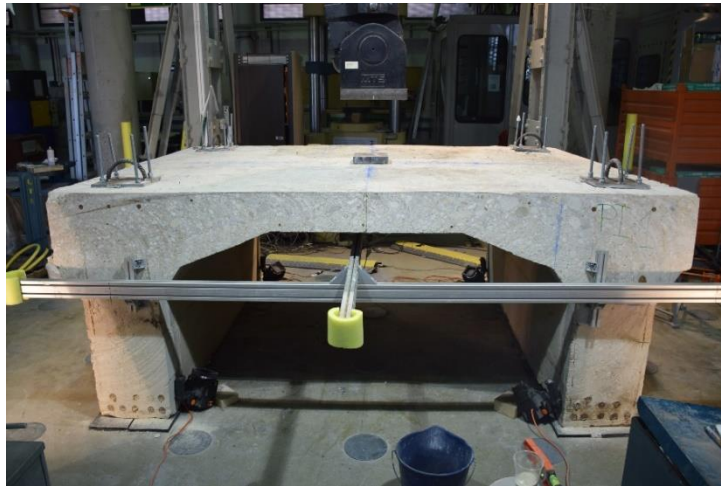


Fig. 4-34 Ubicación de la placa de acero

Para la ubicación de la placa en el centro de la pieza, se midió el centro geométrico de todos los lados, para luego manualmente dibujar el lugar exacto donde se colocaría la placa. Para asegurarse que la placa este perfectamente horizontal sobre la pieza y el reparto de la fuerza sean uniformes, se ubicó un poco de arena debajo la placa como se observa en la Fig. 4-35. La fuerza será aplicada mediante el pórtico mencionado en el apartado 4.2.3.



Fig. 4-35 Trazado manual del centro geométrico de la pieza.

5 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

En este apartado se explicaran los resultados obtenidos a partir de los ensayos realizados. Se detallara paso a paso el ensayo de cada pieza antes mencionada, así como los posibles acontecimientos durante los ensayos.

5.1 Plan de ensayos

Se elaboró un plan de ensayos para cada una de las piezas, la aplicación de la fuerza mediante el pistón no se realizó de modo constante, sino que elaboraron diferentes etapas las cuales se detallan a continuación:

- Pieza PI 1

Para el primer ensayo la carga aplicada fue por control de desplazamiento, esto debido a las incertidumbres que existía en torno a cuanto resistiría la pieza.

- Etapa 1: control por fuerza
 - De 0 a 24kN a 1 kN/s
 - Hold 100 s
 - De 24kN hasta 0.5kN a 1 kN/s
- Etapa 2: control por desplazamiento
 - De 0 mm/min a 0.06 mm/min
 - Hold 100 s
 - 0.06mm/min a 0.08mm/min
 - Hold 100s
 - 0.08mm/min a 0.1mm/min
 - Rotura dúctil a los 212kN
 - Hold 100 s
 - De 0.10 mm/s a 0.20 mm/s
 - Hold 100 s
 - De 0.20 mm/s a 0.30 mm/s
 - Hold 100 s
 - De 0.30 mm/s a 0.5 mm/s
 - 0.5mm/s hasta rotura

- Pieza PI 2

Para el segundo ensayo una vez conocidas las incertidumbres del primero se llevó por diferentes etapas.

- Etapa 1: control por fuerza
 - De 0 a 24kN a 1 kN/s
 - Hold 100 s
 - De 24kN hasta 0.5kN a 1 kN/s
- Etapa 2: control por fuerza
 - De 0.5kN a 125kN a 0.5 kN/s
 - Rotura dúctil a los 120kN
- Etapa 3: control por desplazamiento

- De 0.2 mm/min a 0.5 mm/min
- Hold 100 s
- 0.5mm/min a 1mm/min
- Hold 100s
- 1mm/min hasta rotura
- Pieza PI 3

Para el tercer ensayo se utilizó las mismas etapas que las del segundo.

- Etapa 1: control por fuerza
 - De 0 a 24kN a 1kN/s
 - Hold 100s
 - De 24kN a 0.5kN a 1kN/s
 - Hold 20s
- Etapa 2: control por fuerza
 - De 0.5kN a 180kN a 0.3kN/s
 - Hold 100s
- Etapa 3: control por desplazamiento
 - Hasta rotura a 0.2mm/min

Este tipo de elaboración de etapas para los diferentes tipos de ensayos y piezas, responde a la necesidad de acoplar durante las primeras etapas la instrumentación como el pórtico y los neoprenos correctamente. Para estas fases no se requiere alcanzar la plastificación de la pieza por lo que los resultados obtenidos por medio del ABAQUS tal y como se detalla en el apartado 4.2.4 nos sirve como referencia para poder estimar una carga última de rotura.

5.2 Ensayo pieza PI 1

El primer ensayo realizado fue el de la pieza PI 1, este pertenece al primero de las tres piezas a ensayar. Para este primer ensayo se realizó según el montaje mencionado en el apartado 4.5.1, el montaje total se puede observar en la Fig. 5-1.

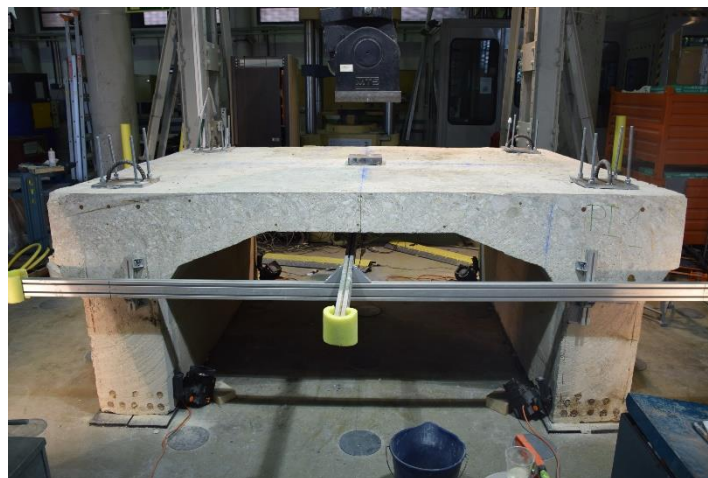


Fig. 5-1 Realización de ensayo pieza PI 1

5.2.1 Ficha de la pieza PI 1

El armado de la pieza PI 1 consiste en barras lisas de diámetro de 11mm repartidas a 150mm de espaciamiento. El armado de la pieza PI 1 se puede observar en la Fig. 5-2.

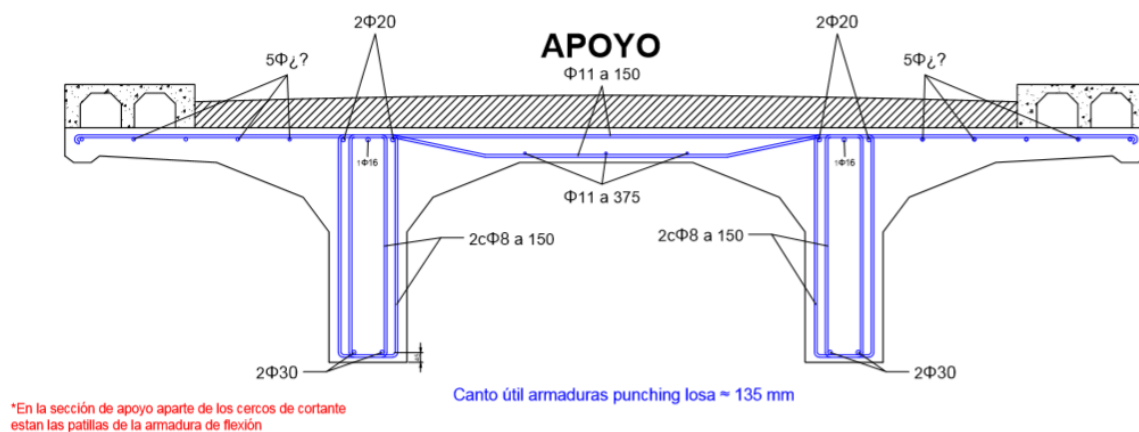


Fig. 5-2 Armado de la pieza PI 1

5.2.2 Fisuras pieza PI 1

En este apartado presentaremos los distintos resultados que se obtuvieron del primer ensayo. En las Fig. 5-3 y Fig. 5-4 se puede observar el estado final de la pieza en la que quedo una vez concluido el ensayo.



Fig. 5-3 Estado final de la pieza PI 1 vista frontal.



Fig. 5-4 Fisuración cara inferior estado final de la pieza PI 1.

5.2.3 Rotura pieza PI 1

A continuación se podrán apreciar las diferentes curvas de los ensayos realizados: carga-flecha, carga-desplazamiento alma derecha, carga-desplazamiento alma izquierda.

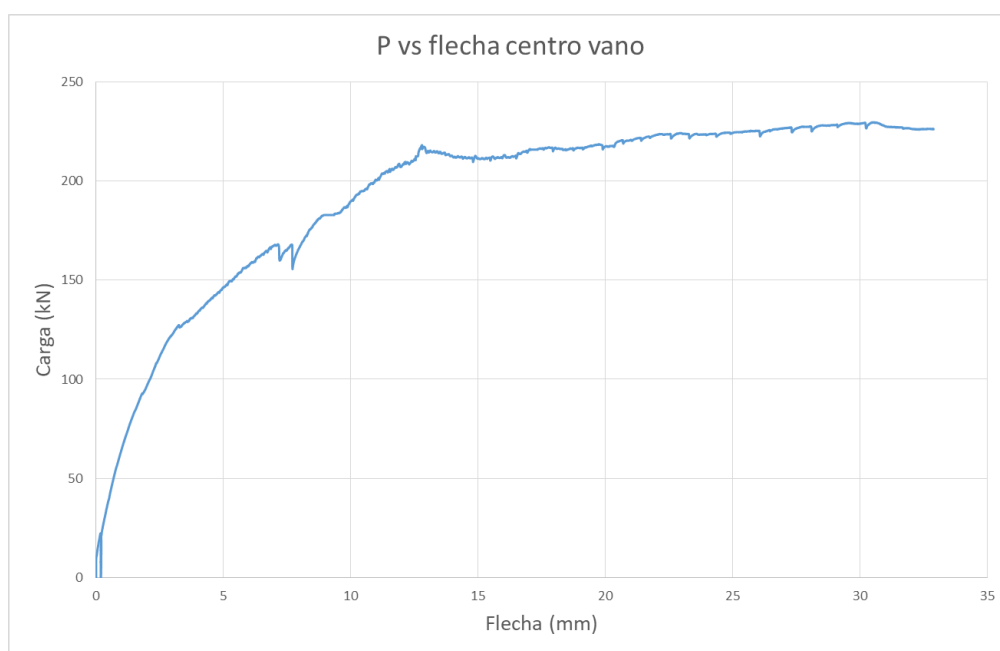


Fig. 5-5 Carga-Flecha en centro de vano pieza PI 1.

Como podemos observar en la Fig. 5-5 para el primer ensayo la carga máxima para la cual se comenzaron a observar fisuras importantes fue de 229.69 kN, con una flecha máxima de 32.87 mm en el centro del vano. Para este primer ensayo no se llevó la pieza a la rotura, solo hasta la fluencia.

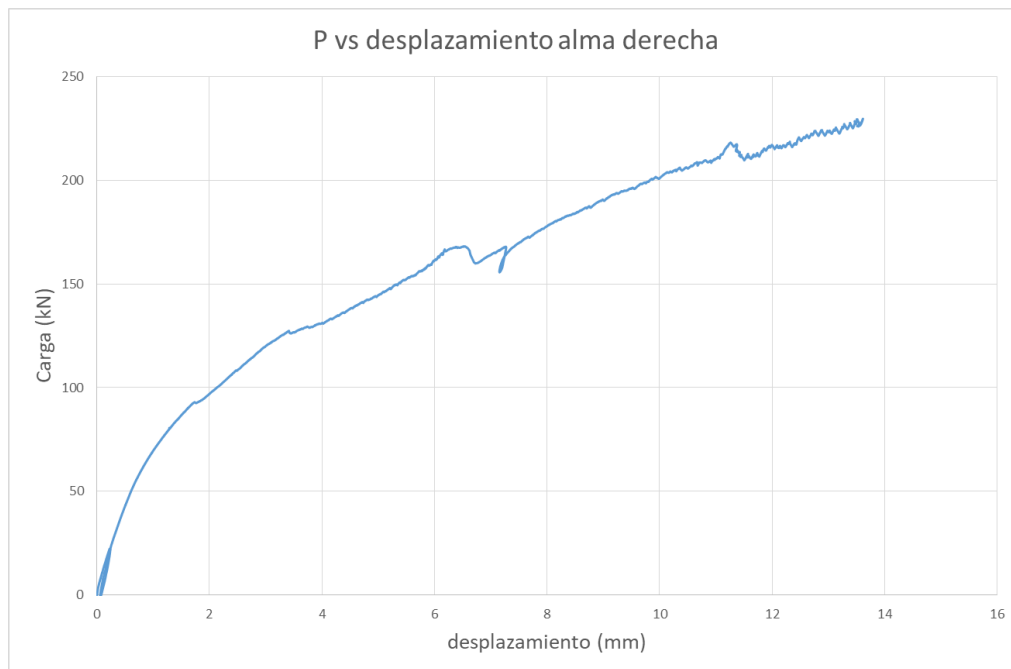


Fig. 5-6 Carga-Desplazamiento alma derecha pieza PI 1.

En la Fig. 5-6 podemos observar el desplazamiento lateral que se obtuvo en el alma derecha de la pieza debido a la carga puntual ejercida en el centro de la pieza, su máximo desplazamiento registrado fue de 13.61mm.

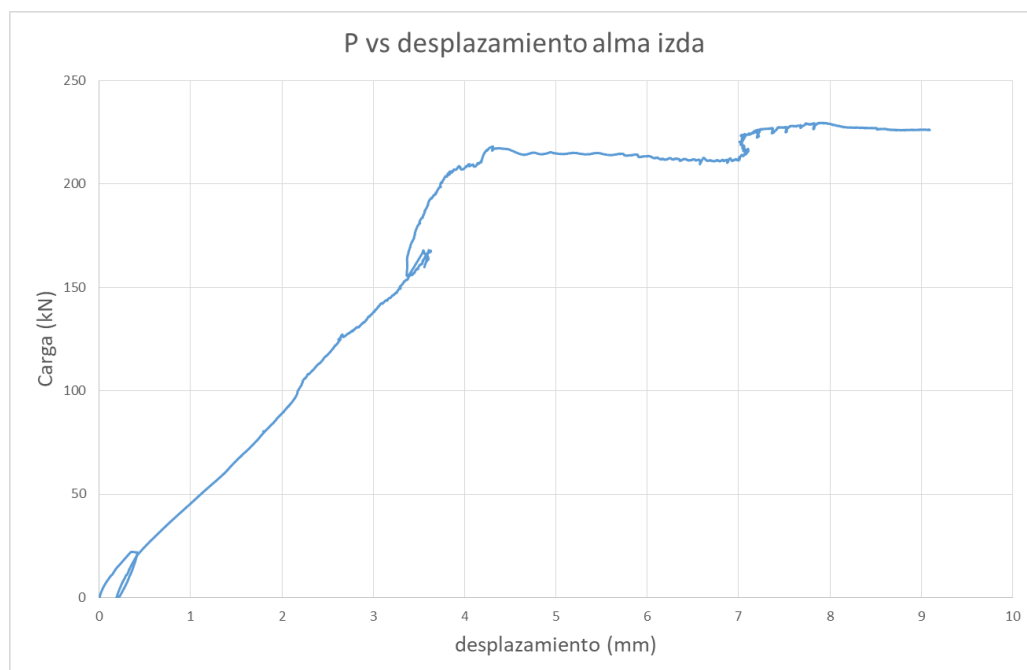


Fig. 5-7 Carga-Desplazamiento alma izquierda pieza PI 1.

En la Fig. 5-7 podemos observar el desplazamiento lateral que se obtuvo en el alma izquierda de la pieza debido a la carga puntual ejercida en el centro de la pieza, su máximo desplazamiento registrado fue de 9.09mm.

5.2.4 Acontecimientos pieza PI 1

Para este primer ensayo se realizó la aplicación de la fuerza por medio de desplazamiento como se mencionó en el apartado 5.1, donde se puede ver el plan de ensayos llevado a cabo. Como acontecimiento importante dentro de este primer ensayo fue el observar que la pieza no fallo debido al punzonamiento, por lo contrario esta fallo debido a la flexión transversal de la pieza. Debido a que se observó que la pieza no fallo por punzonamiento como en primer lugar se tenía previsto, no se llevó la pieza a la rotura sino que la misma solo se la llevó hasta el límite de fluencia de sus materiales.



Fig. 5-8 Fisuración estado límite de fluencia pieza PI 1.

En la Fig. 5-8 podemos observar con detalle el comportamiento de falla de la pieza una vez sometida a la carga puntual en el centro de la misma. Se puede apreciar con detenimiento que la fisura que se forma es debido a flexión transversal la cual se forma como una línea central que atraviesa la pieza de centro a centro una vez en estado límite de fluencia de sus materiales. La fisura máxima que se forma tiene una abertura de 6mm en el centro luz ver Fig. 5-9.



Fig. 5-9 Fisura máxima medida con regla pieza PI 1



Fig. 5-10 Diámetro de varilla losa de tablero pieza PI 1.

En este primer ensayo en la Fig. 5-10 se puede observar con mayor precisión el detalle de los diámetro de las varillas que se utilizaron para el armado de la losa de tablero del puente y se pudo comprobar que los diámetros utilizados fueron de 13mm lo cual contrasta a los planos suministrados por la diputación.



Fig. 5-11 Salto de recubrimiento en las almas pieza PI 1.

En la Fig. 5-11 se puede observar el salto del recubrimiento en la parte inferior de las almas de la pieza PI 1, esta es la prueba física de la cohesión horizontal existente entre el neopreno y el alma.

5.3 Ensayo pieza PI 2

El segundo ensayo realizado fue el de la pieza PI 2, este pertenece al segundo de las tres piezas a ensayar. Para este segundo ensayo se realizó según el montaje mencionado en el apartado 4.5.2. En la Fig. 5-12 se puede observar el montaje de la pieza PI 2.



Fig. 5-12 Realización de ensayo pieza PI 2

5.3.1 Ficha de la pieza PI 2

El armado de la pieza PI 2 consiste en barras lisas de diámetro de 11mm repartidas a 150mm de espaciamiento. El armado de la pieza PI 2 se puede observar en la siguiente figura:

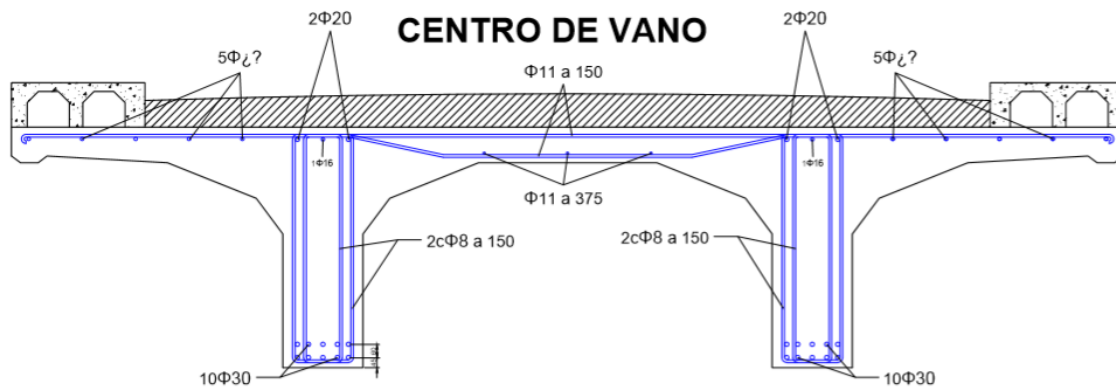


Fig. 5-13 Armado de la pieza PI 2

5.3.2 Fisuras pieza PI 2

En este apartado presentaremos los distintos resultados que se obtuvieron del segundo ensayo. En las Fig. 5-14 y Fig. 5-15 se puede observar el estado final de la pieza en la que quedo una vez concluido el ensayo.

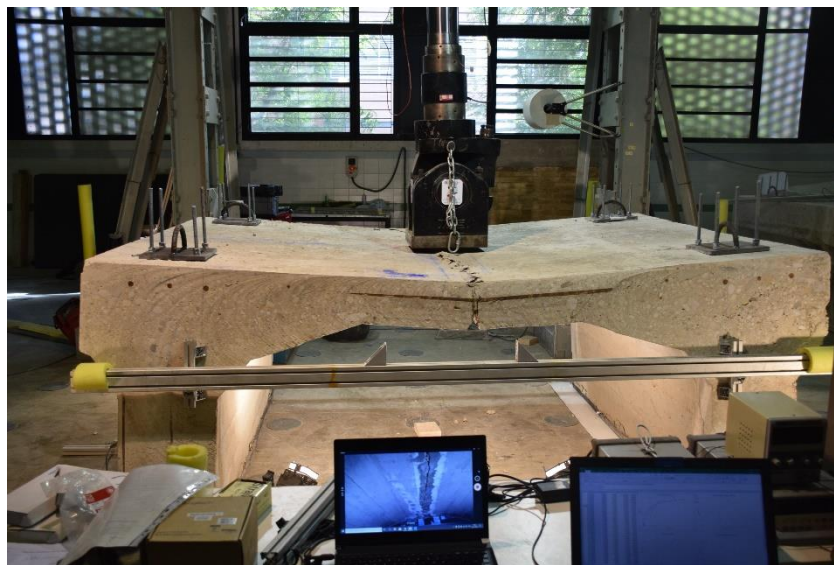


Fig. 5-14 Estado final de la pieza PI 2 vista frontal.



Fig. 5-15 Fisuración cara inferior estado final de la pieza PI 2.

5.3.3 Rotura pieza PI 2

A continuación se podrán apreciar las diferentes curvas de los ensayos realizados: carga-flecha, carga-desplazamiento alma derecha, carga-desplazamiento alma izquierda.

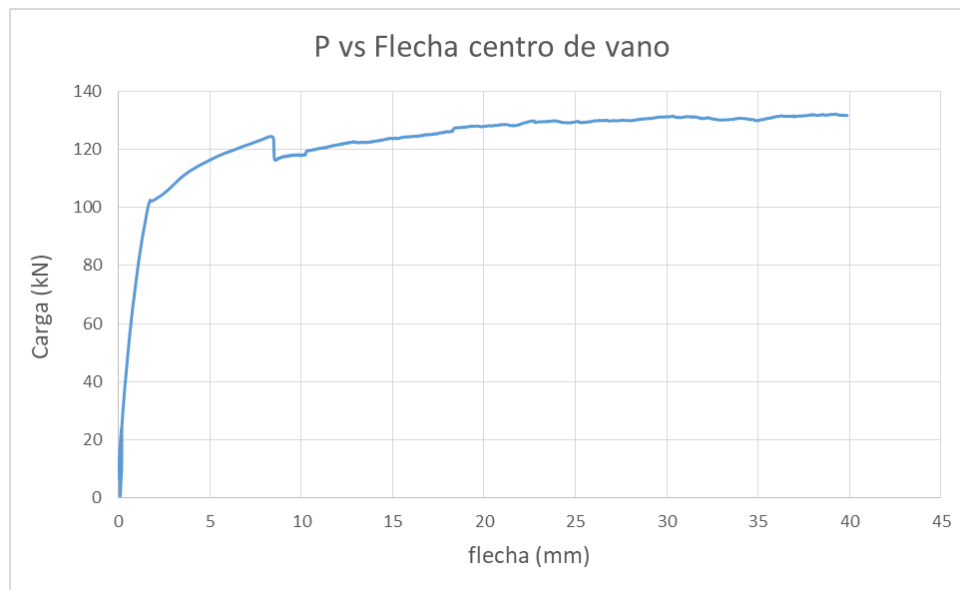


Fig. 5-16 Carga-Flecha en centro de vano pieza PI 2.

Como podemos observar en la Fig. 5-16 para el segundo ensayo la carga máxima para la cual se comenzó a observar fisuras importantes fue de 132.20 kN con una flecha máxima de 39.87 mm en el centro del vano. Para este segundo ensayo al igual que el primero no se llevó la pieza a la rotura, solo hasta la fluencia.

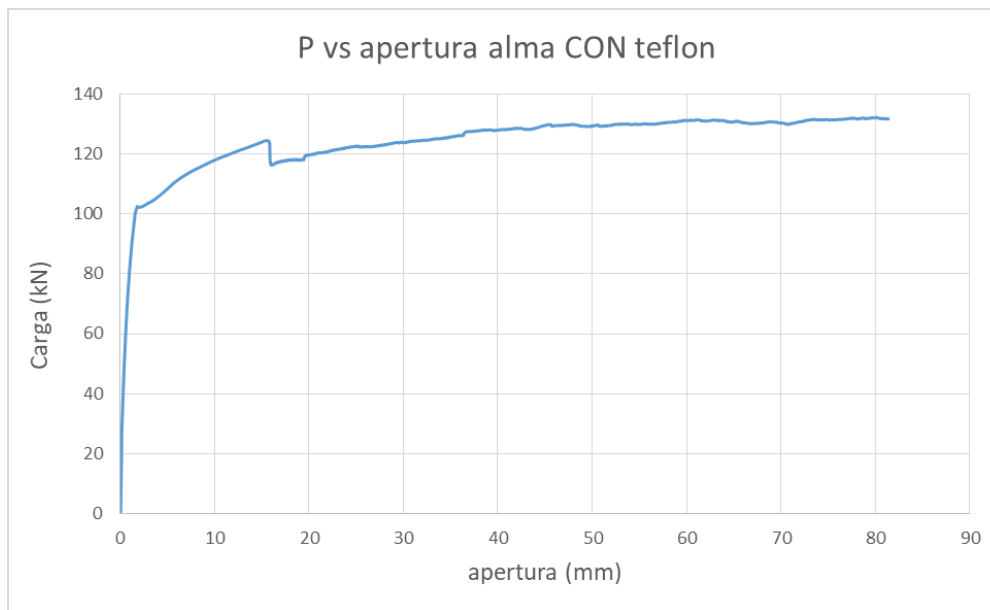


Fig. 5-17 Carga-Desplazamiento alma derecha pieza PI 2.

En la Fig. 5-17 podemos observar el desplazamiento lateral que se obtuvo en el alma derecha de la pieza debido a la carga puntual ejercida en el centro, su máximo desplazamiento registrado fue de 81.37mm, el apoyo en la base del alma fue el teflón.

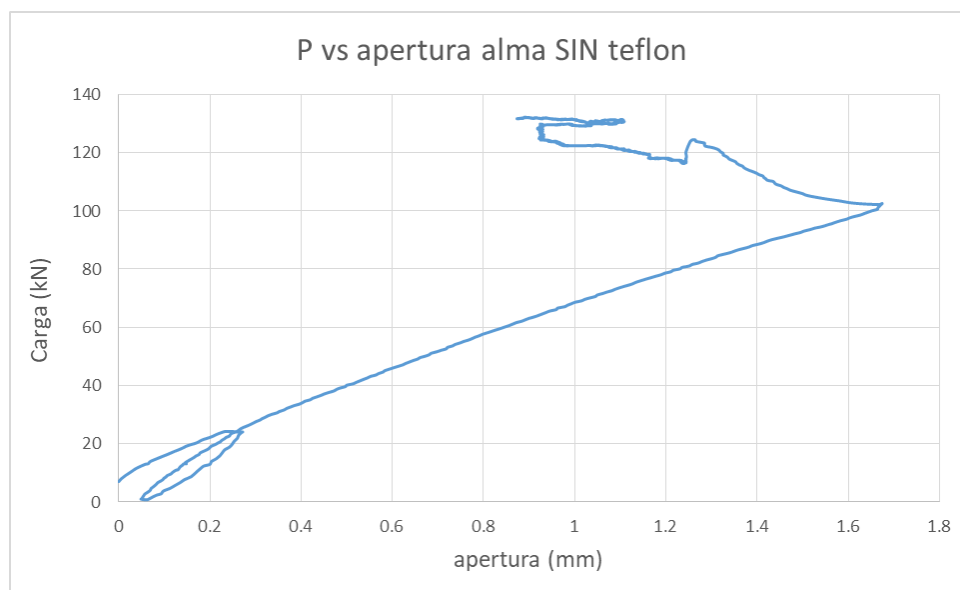


Fig. 5-18 Carga-Desplazamiento alma izquierda pieza PI 2.

En la Fig. 5-18 podemos observar el desplazamiento lateral que se obtuvo en el alma izquierda de la pieza en la cual tuvo neopreno como apoyo en la base, su máximo desplazamiento registrado fue de 1.60mm.

5.3.4 Acontecimientos pieza PI 2

Para este segundo ensayo se realizó la aplicación de la carga por medio de control de fuerza y luego por medio de control por desplazamiento como se mencionó en el apartado 5.1, donde se puede ver el plan de ensayos llevado a cabo.

Dentro de este ensayo se hizo un cambio importante en los apoyos de las almas en los cuales uno era sobre neopreno y la otra alma se apoyaba sobre teflón, este tipo de apoyos pretendían simular la pieza sin restricciones laterales (coacción nula), se pretendía representar el comportamiento de la pieza en el centro de vano. En este segundo ensayo se pudo observar que la pieza no fallo debido al punzonamiento tal y como se demostró en el primer ensayo, la falla que apareció fue debida a la flexión transversal de la pieza.

Previamente se demostró que la falla de la pieza no fue debido a punzonamiento como se tenía considerado, sino que fue a flexión transversal. En el ensayo la pieza no se la llevo a la rotura sino que la misma solo se la llevó hasta el límite de fluencia de sus materiales como en el primer ensayo.

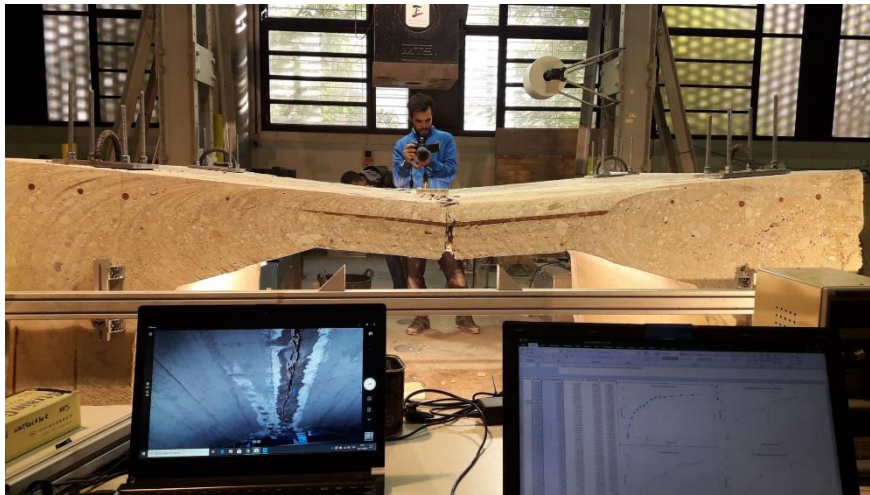


Fig. 5-19 Fisuración estado límite de fluencia pieza PI 2.

En la Fig. 5-19 podemos observar con detalle el comportamiento de falla de la pieza una vez sometida a la carga puntual en el centro de la misma. Se puede apreciar con detenimiento que la fisura que se forma es debido a flexión transversal tal y como se había demostrado previamente en el ensayo de la pieza PI 1.



Fig. 5-20 Diámetro de varilla 11mm losa de tablero pieza PI 2.



Fig. 5-21 Diámetro de varilla 13mm losa de tablero pieza PI 2.

En este ensayo se pudo observar con mayor detenimiento que en la losa de tablero en ciertas zonas se habrían colocado como armado dos clases de diámetros tales como de 13mm y 11mm, lo cual hace diferencia considerando el detalle de los planos suministrados Fig. 5-20 y Fig. 5-21.



Fig. 5-22 Espaciamiento de varilla de 150mm pieza PI2.



Fig. 5-23 Espaciamiento de varilla de 200mm pieza PI2.



Fig. 5-24 Espaciamiento de varilla de 300mm pieza PI2.

En este ensayo se observó los distintos espaciados que tendría el armado de la losa de tablero del puente como se ve en las Fig. 5-22, Fig. 5-23 y Fig. 5-24, en ciertas zonas espaciamientos de 150mm, 200mm y 300mm distinto a lo establecido en los planos.

5.4 Ensayo pieza PI 3

El tercer ensayo realizado fue el de la pieza PI 3, este pertenece al tercero y último de las tres piezas a ensayar. Para este tercer ensayo se realizó según el montaje mencionado en el apartado 4.5.3 ver Fig. 5-25.



Fig. 5-25 Realización de ensayo pieza PI 3.

5.4.1 Ficha de la pieza PI 3

El armado de la pieza PI 3 consiste en barras lisas de diámetro de 11mm repartidas a 150mm. La distribución de armadura de la pieza PI 3 se puede observar en la siguiente figura:

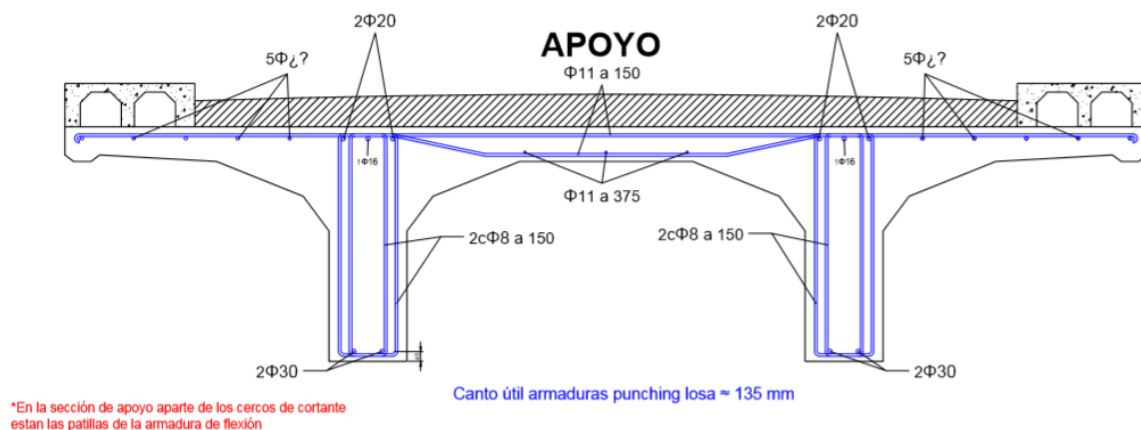


Fig. 5-26 Armado de la pieza PI 3.

5.4.2 Fisuras pieza PI 3

En este apartado presentaremos los distintos resultados que se obtuvieron del tercer ensayo. En las Fig. 5-27 y Fig. 5-28 se puede observar el estado final de la pieza una vez concluido el ensayo.



Fig. 5-27 Estado final de la pieza PI 3 vista lateral.



Fig. 5-28 Fisuración cara inferior estado final de la pieza PI 3.

5.4.3 Rotura pieza PI 3

A continuación se podrán apreciar las diferentes curvas de los ensayos realizados: carga-flecha, carga-apertura alma, carga-fuerza tirante.

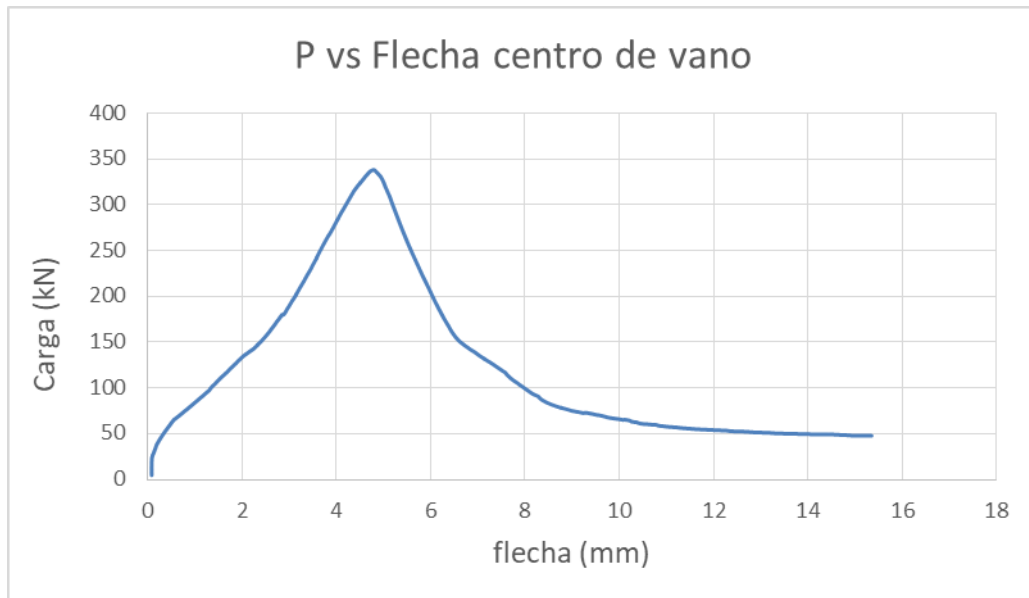


Fig. 5-29 Carga-Flecha en centro de vano pieza PI 3.

Como podemos observar en la Fig. 5-29 para el tercer ensayo la carga máxima de rotura fue de 338.00 kN con una flecha máxima de 4.79 mm en el centro del vano en el momento de la rotura. Para este tercer ensayo se llevó la pieza a la rotura, a diferencia de las otras que solo fue hasta la fluencia de sus materiales. La forma particular con la que se desarrolla la curva es debido a la acomodación en parte a la reacción horizontal que genera el neopreno y también debido al ajuste de la fuerza en las barras Dywidag, esta fuerza es generada debido al arriostramiento de las almas.



Fig. 5-30 Carga-fuerza tirante pieza PI 3.

En la Fig. 5-30 podemos observar la fuerza máxima que se ejerció en los tirantes anclados en la pieza durante el ensayo, la cual fue de 124.52kN.

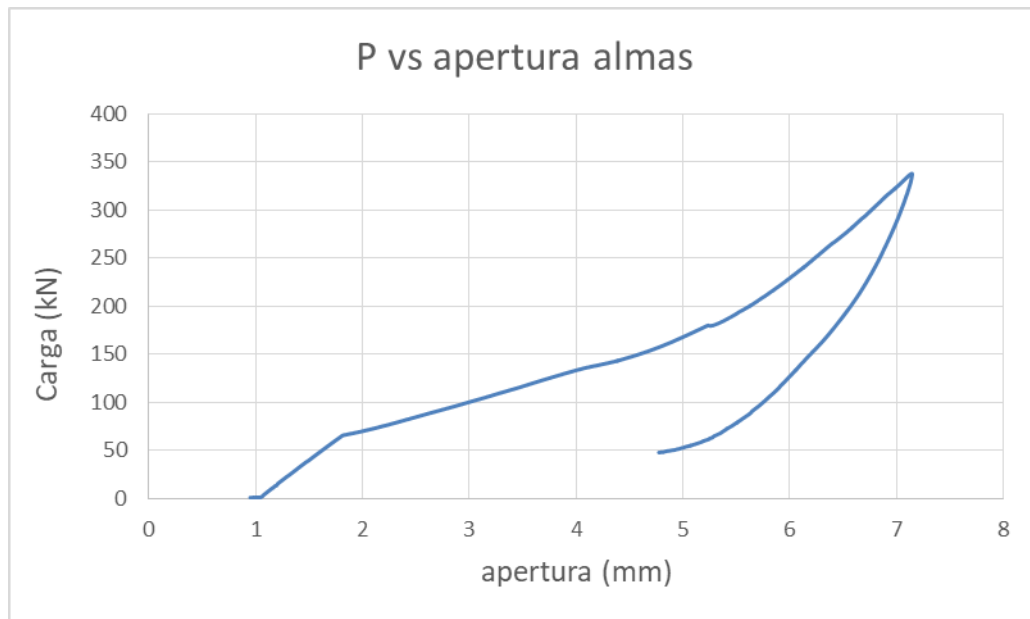


Fig. 5-31 Carga-aperturas almas PI 3.

En la Fig. 5-31 podemos observar el desplazamiento lateral que se obtuvo para ambas almas de la pieza debido a la carga puntual ejercida en el centro, su máximo desplazamiento registrado fue de 7.14mm al momento de la rotura.

5.4.4 Acontecimientos pieza PI 3

Para este tercer ensayo se realizó la aplicación de la carga por medio de control de fuerza y luego por medio de desplazamiento como se mencionó en el apartado 5.1, donde se puede ver el plan de ensayos llevado a cabo.

Dentro de este ensayo se realizó el cambio en los apoyos en las bases de las almas en los cuales las dos iban a descansar sobre neopreno. Adicional, se incorporó un par de tirantes en el alma para tratar de evitar que estas se abrieran, con esto habría una coacción total de la pieza haciendo que falle a punzonamiento. En los casos anteriores las piezas PI 1 y PI2 no fallaron debido al punzonamiento, estas fallaron debido a la flexión transversal.



Fig. 5-32 Fisuración debido a punzonamiento pieza PI 3.

En la Fig. 5-32 podemos observar con detalle el comportamiento de falla de la pieza una vez sometida a la carga puntual en el centro de la misma. Se puede apreciar con detenimiento que la fisura que se forma es debido a punzonamiento tal y como se esperaba ocurriera.



Fig. 5-33 Diámetro de varilla 9.49mm losa de tablero pieza PI 3.



Fig. 5-34 Diámetro de varilla 12.51mm losa de tablero pieza PI 3.



Fig. 5-35 Diámetro de varilla 13.89mm losa de tablero pieza PI 3.

En las Fig. 5-33, Fig. 5-34 y Fig. 5-35 se puede observar con mayor detenimiento que en la losa de tablero en ciertas zonas se habrían colocado como armado tres clases de diámetros tales como de 12.51mm, 9.49mm y 13.89mm, estos diámetros son similares a los encontrados en la pieza PI 2.



Fig. 5-36 Placa incrustada, falla por punzonamiento pieza PI 3.

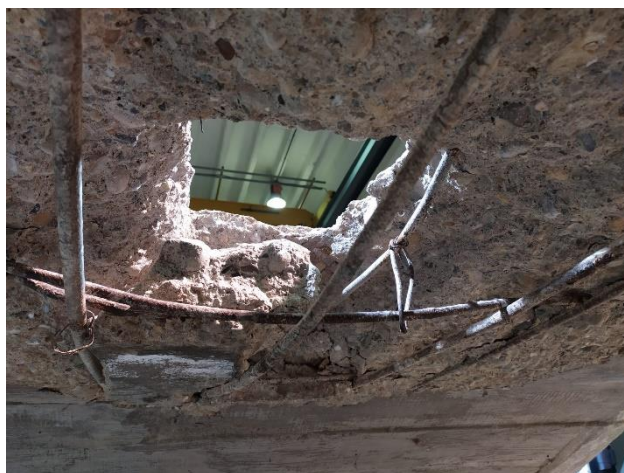


Fig. 5-37 Agujero de placa incrustada retirada, falla por punzonamiento pieza PI 3.

En las Fig. 5-36 y Fig. 5-37 se puede observar el estado final que se obtuvo mediante el ensayo de la pieza PI 3 donde la falla fue debida a punzonamiento. La placa de acero que se utilizó para el ensayo quedo incrustada una vez en la losa luego a su límite de rotura.

5.5 Resumen de resultados

En la Tabla 5-1 se puede observar los resultados obtenidos de las diferentes piezas PI ensayadas.

Tabla 5-1 Resumen de resultados.

Ensayo	Pu (kN)	δu (mm)	Tipo de falla
Pieza PI 1	229.69	32.87	flexion
Pieza PI 2	132.2	39.87	flexion
Pieza PI 3	338	4.79	punzonado

6 PREDICCIONES TEÓRICAS Y COMPARACIÓN

En este capítulo se realizarán los cálculos referentes a la resistencia a punzonamiento, los cuales se basaron en las principales instrucciones tales como: Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) , (Eurocodigo 2) , (ACI 318-19) y la Compression Chord Capacity Model (CCCM) , Marí, *et al.*, 2018).

6.1 Cálculos: EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural

Continuando con lo expuesto en el apartado 2.7.1 el punzonamiento se verifica según las siguientes expresiones:

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$\tau_{sd} = \tau_{rd} \quad (\text{Ec. 6-1})$$

Calculando peralte efectivo:

$$d = h - r \quad (\text{Ec. 6-2})$$

Donde

h altura de la losa, 160mm.

r recubrimiento de la armadura, 25mm.

$$d = 160\text{mm} - 25\text{mm} = 135\text{mm} \quad (\text{Ec. 6-3})$$

La cuantía de armadura geométrica ρ se define para un ancho eficaz igual a:

$$b_{eff} = c + 6d \quad (\text{Ec. 6-4})$$

Dónde:

d canto útil de la losa

c ancho de la columna

$$b_{eff} = 200\text{mm} + 6 * 135\text{mm} = 1010\text{mm} \quad (\text{Ec. 6-5})$$

De la ecuación (Ec. 6-5) el número de varillas es:

$$\#varillasx = 0 \quad \#varillasy = \frac{b_{eff}}{s} = \frac{1010}{150} = 7 \quad (\text{Ec. 6-6})$$

Donde:

S espaciamiento de armado en la losa, 150mm

El diámetro de varilla en sentido X y Y tomados de los planos suministrados son:

$$\Phi_{maxx} = 0 \text{ mm} \quad \Phi_{maxx} = 11 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6-7})$$

El área de acero en las direcciones X y Y son:

$$Asx = \#varillasx * \pi * \frac{\Phi maxx^2}{4} = 0 * 3.1415 * \frac{0^2}{4} = 0 \quad (\text{Ec. 6-8})$$

$$Asy = \#varillasy * \pi * \frac{\Phi maxy^2}{4} = 7 * 3.1415 * \frac{11^2}{4} = 665.23mm^2 \quad (\text{Ec. 6-9})$$

Cuantía geométrica de armadura en sentido X y Y es:

$$\rho_x = \frac{Asx}{d b_{eff}} = \frac{0}{135 * 1010} = 0 \quad \rho_y = \frac{Asy}{d b_{eff}} = \frac{665.23}{135 * 1010} = 0.005 \quad (\text{Ec. 6-10})$$

Cuantía geométrica media de armadura de tracción es:

$$\rho = \frac{\rho_x + \rho_y}{2} = 0.0025 \quad (\text{Ec. 6-11})$$

Factor efecto tamaño:

$$\xi = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2 \right) = 2 \quad (\text{Ec. 6-12})$$

Perímetro crítico:

$$u = 2(Cx + Cy) + 4\pi d = 2(200 + 200) + 4\pi 135 = 2525mm \quad (\text{Ec. 6-13})$$

Tensión axial:

$$\sigma_{cd} = \frac{P}{Ac} = \frac{124.67kN}{1.3m^2} = 0.096 MPa \quad (\text{Ec. 6-14})$$

Tensión máxima resistente en el perímetro crítico:

$$\tau_{rd1} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \quad (\text{Ec. 6-15})$$

$$\tau_{rd1} = \frac{0.18}{1} * 2 * (100 * 0.002 * 20)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 0.096 = 0.619 MPa \quad (\text{Ec. 6-16})$$

$$\tau_{rd2} = \frac{0.075}{\gamma_c} \xi^{\frac{3}{2}} (f_{ck})^{\frac{1}{2}} + 0.15 \sigma_{cd} \quad (\text{Ec. 6-17})$$

$$\tau_{rd2} = \frac{0.075}{1} * 2^{\frac{3}{2}} * (20)^{\frac{1}{2}} + 0.15 * 0.096 = 0.963 MPa \quad (\text{Ec. 6-18})$$

Fuerza máxima de punzonamiento es:

$$F_{rd} = \max(\tau_{rd1}, \tau_{rd2}) * u * d \quad (\text{Ec. 6-19})$$

$$F_{rd} = \max(0.619, 0.963) * 2525 * 135 = 333.73 kN \quad (\text{Ec. 6-20})$$

6.2 Cálculos: EN1992-1-1. Eurocodigo 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings

Continuando con lo expuesto en el apartado 2.7.2 el punzonamiento se verifica según las siguientes expresiones:

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$v_{Ed} = v_{rd} \quad (\text{Ec. 6-21})$$

La cuantía de armadura geométrica ρ se define para un ancho eficaz igual a:

$$d = h - r \quad (\text{Ec. 6-22})$$

Donde

h altura de la losa, 160mm.

r recubrimiento de la armadura, 25mm.

$$d = 160\text{mm} - 25\text{mm} = 135\text{mm} \quad (\text{Ec. 6-23})$$

Calculando ancho eficaz:

$$b_{eff} = c + 6d \quad (\text{Ec. 6-24})$$

Donde:

d canto útil de la losa

c ancho de la columna

$$b_{eff} = 200\text{mm} + 6 * 135\text{mm} = 1010\text{mm} \quad (\text{Ec. 6-25})$$

De la ecuación (Ec. 6-25) el número de varillas es:

$$\#varillasx = 0 \quad \#varillasy = \frac{b_{eff}}{s} = \frac{1010}{150} = 7 \quad (\text{Ec. 6-26})$$

Donde:

S espaciamiento de armadura en la losa, 150mm

El diámetro de varilla en sentido X y Y tomados de los planos suministrados son:

$$\phi_{maxx} = 0 \text{ mm} \quad \phi_{maxx} = 11 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6-27})$$

El área de acero en las direcciones X y Y son:

$$Asx = \#varillasx * \pi * \frac{\phi_{maxx}^2}{4} = 0 * 3.1415 * \frac{0^2}{4} = 0 \quad (\text{Ec. 6-28})$$

$$Asy = \#varillasy * \pi * \frac{\phi_{maxy}^2}{4} = 7 * 3.1415 * \frac{11^2}{4} = 665.23\text{mm}^2 \quad (\text{Ec. 6-29})$$

Cuantía geométrica de armadura de tracción es:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{d b_{eff}} = 0 \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{d b_{eff}} = 0.005 \quad (\text{Ec. 6-30})$$

Cuantía geométrica media de armadura de tracción es:

$$\rho = \frac{\rho_x + \rho_y}{2} = 0.002 \quad (\text{Ec. 6-31})$$

Factor efecto tamaño:

$$\xi = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2 \right) = 2 \quad (\text{Ec. 6-32})$$

Perímetro crítico:

$$u = 2(Cx + Cy) + 4\pi d = 2(200 + 200) + 4\pi 135 = 2525 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6-33})$$

Tensión axial:

$$\sigma_{cd} = \frac{P}{A_c} = \frac{124.67 \text{ kN}}{1.3 \text{ m}^2} = 0.096 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 6-34})$$

Tensión máxima resistente en el perímetro crítico:

$$\text{vrd1} = \frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cd} \quad (\text{Ec. 6-35})$$

$$\text{vrd1} = \frac{0.18}{1} * 2 * (100 * 0.002 * 20)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 0.096 = 0.619 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 6-36})$$

$$\text{vrd2} = 0.035 \xi^{\frac{3}{2}} (f_{ck})^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 6-37})$$

$$\text{vrd2} = 0.035 * 2^{\frac{3}{2}} * (20)^{\frac{1}{2}} = 0.443 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 6-38})$$

Fuerza de punzonamiento resistente:

$$F_{rd} = \max(\tau_{rd1}, \tau_{rd2}) * u * d \quad (\text{Ec. 6-39})$$

$$F_{rd} = \max(0.619, 0.443) * 2525 * 135 = 214.48 \text{ kN} \quad (\text{Ec. 6-40})$$

La diferencia entre el resultado de EHE-08 y el EC2 es debida al valor del cortante mínimo, mayor en la Instrucción EHE-08

6.3 Cálculos: ACI Estándar-Building Code Requirements for Structural Concrete-ACI 318-19

Continuando con lo expuesto en el apartado 2.7.3 el punzonamiento se verifica según las siguientes expresiones:

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$V_{Ed} = V_{rd} \quad (\text{Ec. 6-41})$$

La altura efectiva de la sección:

$$d = h - r \quad (\text{Ec. 6-42})$$

Donde:

h altura de la losa, 160mm.

r recubrimiento de la armadura, 25mm.

$$d = 160mm - 25mm = 135mm \quad (\text{Ec. 6-43})$$

Calculando perímetro crítico

$$b_o = 2(Cx + d) + 2(Cy + d) \quad (\text{Ec. 6-44})$$

Donde:

d canto útil de la losa

c ancho de la columna

$$b_o = 2(200 + 135) + 2(200 + 135) = 1340mm \quad (\text{Ec. 6-45})$$

Relación del lado largo corto:

$$\beta_c = \frac{\max(Cx, Cy)}{\min(Cx, Cy)} = \frac{200}{200} = 1 \quad (\text{Ec. 6-46})$$

Resistencia del hormigón

$$f'c = 20 \text{ Mpa} \quad (\text{Ec. 6-47})$$

Factor de seguridad:

$$\phi_c = 1 \quad (\text{Ec. 6-48})$$

Factor de ubicación de columna:

$$\alpha_s = 40 \quad (\text{Ec. 6-49})$$

Factor efecto tamaño:

$$\lambda_s = \min \left(\sqrt{\frac{200}{1 + 0.004 d}}, 1 \right) = 1 \quad (\text{Ec. 6-50})$$

Factor calidad del hormigón:

$$\lambda = 1 \quad (\text{Ec. 6-51})$$

Resistencia media a la tracción:

$$\sigma_{cd} = \frac{P}{A_c} = \frac{124.67 \text{ kN}}{1.3 \text{ m}^2} = 0.096 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 6-52})$$

Tensión máxima resistente en el perímetro crítico:

$$V_{c1} = (0.33 \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} + 0.3 \sigma_{cd}) b_o d \quad (\text{Ec. 6-53})$$

$$V_{c1} = (0.33 * 1 * 1 \sqrt{20} + 0.3 * 0.096) * 1340 * 135 = 264.44 \text{ kN} \quad (\text{Ec. 6-54})$$

$$V_{c2} = \left(0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} + 0.3 \sigma_{cd} \right) b_o d \quad (\text{Ec. 6-55})$$

$$V_{c2} = \left(0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 * 1 * \sqrt{20} + 0.3 * 0.096 \right) * 1340 * 135 = 405.93 \text{ kN} \quad (\text{Ec. 6-56})$$

$$V_{c3} = \left(0.083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \lambda_s \sqrt{f'c} + 0.30 \sigma_{cd} \right) b_o d \quad (\text{Ec. 6-57})$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= \left(0.083 \left(2 + \frac{40 * 135}{1340} \right) 1 * 1 * \sqrt{20} + 0.3 * 0.096 \right) * 1340 * 135 \\ &= 395.22 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{Ec. 6-58})$$

Fuerza de punzonamiento resistente:

$$F_{rd} = \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) \quad (\text{Ec. 6-59})$$

$$F_{rd} = \min(264.44 \text{ kN}, 405.93 \text{ kN}, 395.22 \text{ kN}) = 264.44 \text{ kN} \quad (\text{Ec. 6-60})$$

6.4 Cálculos: Compression Chord Capacity Model (Modelo (Marí *et al.*, 2018).)

Continuando con lo expuesto en el apartado 2.6 el punzonamiento se verifica según las siguientes expresiones:

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$v_{Ed} = v_{rd} \quad (\text{Ec. 6-61})$$

Calculando peralte efectivo:

$$d = h - r \quad (\text{Ec. 6-62})$$

Donde:

h altura de la losa, 160mm.

r recubrimiento de la armadura, 25mm.

$$d = 160\text{mm} - 25\text{mm} = 135\text{mm} \quad (\text{Ec. 6-63})$$

La cuantía de armadura geométrica ρ se define para un ancho eficaz igual a:

$$b_{eff} = c + 6d \quad (\text{Ec. 6-64})$$

Donde:

d peralte efectivo de la losa

c ancho de la columna

$$b_{eff} = 200\text{mm} + 6 * 135\text{mm} = 1010\text{mm} \quad (\text{Ec. 6-65})$$

De la ecuación (Ec. 6-65) el número de varillas en el ancho efectivo es:

$$\#varillasx = 0 \quad \#varillasy = \frac{b_{eff}}{s} = \frac{1010}{150} = 7 \quad (\text{Ec. 6-66})$$

Donde:

S espaciamiento de armadura en la losa, 150mm

El diámetro de varilla en sentido X y Y tomados de los planos suministrados son:

$$\Phi_{maxx} = 0 \text{ mm} \quad \Phi_{maxx} = 11 \text{ mm} \quad (\text{Ec. 6-67})$$

El área de acero en las direcciones X y Y son:

$$Asx = \#varillasx * \pi * \frac{\Phi_{maxx}^2}{4} = 0 * 3.1415 * \frac{11^2}{4} = 0 \quad (\text{Ec. 6-68})$$

$$Asy = \#varillasy * \pi * \frac{\Phi_{maxy}^2}{4} = 7 * 3.1415 * \frac{11^2}{4} = 665.23\text{mm}^2 \quad (\text{Ec. 6-69})$$

Cuantía geométrica de armadura de tracción es:

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{d b_{eff}} = 0 \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{d b_{eff}} = 0.005 \quad (\text{Ec. 6-70})$$

Cuantía geométrica media de armadura de tracción es:

$$\rho = \frac{\rho_x + \rho_y}{2} = 0.0025 \quad (\text{Ec. 6-71})$$

La distancia del borde de la placa de carga hasta el punto de momento nulo más próximo:

$$a = 224mm \quad (\text{Ec. 6-72})$$

Factor efecto tamaño:

$$\xi = \max \left(\frac{2 \left(\frac{d}{a} \right)^{0.2}}{\sqrt{1 + \frac{200}{d}}}, 0.45 \right) = 1.40 \quad (\text{Ec. 6-73})$$

Perímetro crítico:

$$u = 2(Cx + Cy) + 2\pi s_{crit} = 2(200 + 200) + 4\pi * 0.5 * 135 = 1224mm \quad (\text{Ec. 6-74})$$

Relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{8500 \sqrt[3]{f_{cm}}} = \frac{200000}{8500 \sqrt[3]{28}} = 7.75 \quad ; \quad n\rho = 0.0194 \quad (\text{Ec. 6-75})$$

Posición de la fibra neutra sin axil:

$$\frac{x_0}{d} = n\rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} \right) = 0.019 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{0.0194}} \right) = 0.178 \quad (\text{Ec. 6-76})$$

Debido al esfuerzo axil, la profundidad de la fibra neutra aumenta, pudiendo aproximarse por

$$\begin{aligned} \frac{x}{d} &= \frac{x_0}{d} + \left(\frac{h}{d} - \frac{x_0}{d} \right) \frac{d}{h} \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_{cp} + f_{ctm}} = \\ 0.178 + \left(\frac{160}{135} - 0.178 \right) \frac{135}{160} \frac{0.096}{0.096 + 2.21} &= 0.213 \end{aligned} \quad (\text{Ec. 6-77})$$

$$f_{ctm} = 0.3(f_{ck})^{2/3} = 0.3(20)^{2/3} = 2.21\text{MPa} \quad (\text{Ec. 6-78})$$

Fuerza cortante máxima y mínima resistente en el perímetro crítico:

$$V_{cu} = \xi \left(1.125 \frac{x}{d} + 0.425 \right) f_{ctm} u d \quad (\text{Ec. 6-79})$$

$$V_{cu} = 1.40 * (1.125 * 0.213 + 0.425) * 2.21 * 1224 * 135 = 340.31 kN \quad (\text{Ec. 6-80})$$

$$V_{cumin} = \left(\xi (1.125 k_c + 0.375) + \frac{10}{d_o} \right) f_{ctm} u d \quad (\text{Ec. 6-81})$$

$$\begin{aligned} V_{cumin} &= \left(1.40 (1.125 * 0.213 + 0.375) + \frac{10}{135} \right) 2.21 * 1224 * 135 \quad (\text{Ec. 6-82}) \\ &= 333.13 kN \end{aligned}$$

Fuerza de punzonamiento resistente:

$$V_{cu} = \max(V_{cu}, V_{cumin}) = 340.31 kN \quad (\text{Ec. 6-83})$$

6.5 Comparación de códigos de diseño

Como se detalló en el capítulo 2, la (EHE-08) y el (Euro código 2) utilizan el mismo perímetro crítico y formulas relativamente similares para obtener la capacidad máxima de punzonamiento de una sección, a diferencia del (ACI318-19) que es menos conservadora y toma como perímetro crítico el ancho del soporte más la mitad del peralte efectivo de la losa en ambos lados de la columna. (Marí *et al.*, 2018) toma el perímetro crítico similar al de (EHE-08) y el (Euro código 2) con la única diferencia que sustituye el termino d por el término S_{cri} que se toma como $0.5d$.

Para el caso de losas pretensadas, el (ACI 318-19) a diferencia de otros códigos toma la contribución del V_p para el cálculo de la capacidad máxima a punzonamiento. Los otros códigos como la (EHE-08), (Eurocódigo 2) y (Marí *et al.*, 2018) ignoran la contribución de V_p . Además, el (ACI 318-19) limita la resistencia a compresión del hormigón f'_c a 35MPa e incrementar la fuerza de compresión del hormigón en más de 35MPa no incrementa la capacidad de punzonamiento en losas pretensadas.

El (ACI 318-19) agrega el 30% de la tensión de compresión en el plano cuando se trata de una losa pretensada. La (EHE-08) y (Euro código 2) agregan un 15% de la tensión de compresión en el plano cuando se trata de una losa pretensada.

Para los cálculos en la (EHE-08), (Euro código 2) y (Marí *et al.*, 2018) se tomó la cuantía de armadura transversal como la media de las cuantías en ambas direcciones. El (ACI 318-19) para sus cálculos no considera la cuantía de armadura transversal.

6.6 Comparación con resultados experimentales

Las formulas de la (EHE-08), (Euro código 2), (ACI 318-19) y (Marí *et al.*, 2018) fueron usadas para predecir el cortante máximo de punzonamiento. Se calculó la resistencia al corte de punzonamiento prevista para una de las piezas, esto se realizó arriostando las almas. La primera pieza tanto como la segunda fallaron a flexión transversal, tal y como se pudo apreciar en los apartados 5.2 y 5.3. Como se mencionó V_p no fue incluido en ninguna fórmula de los códigos de diseño.

El cortante final debido a punzonamiento dio un valor de 338.00kN según los estudios experimentales expuesto en el apartado 5.4.3. Finalmente en la Tabla 6-1 se hará un resumen de las cargas últimas esperadas para las diferentes normativas de estudio.

Tabla 6-1 Comparación de resultados

Norma	Pu (kN)	Pu (kN) lab	Error
EHE-08	333.73	338	1.3%
EC-2	214.48	338	36.5%
ACI 318-19	264.44	338	21.8%
CCCM	340.01	338	0.6%

CCCM $P_u=340.01$, Error 0.6%

Como se puede observar en la Tabla 6-1 El modelo que más se aproxima al resultado experimental es el CCCM (0.6% error) y, entre las normativas, la Instrucción EHE-08 (error 1.3%) con respecto a lo obtenido.

7 RESUMEN Y CONCLUSIONES.

7.1 Resumen

En esta Tesis de Master se ha estudiado el tablero de un puente real, construido a principios del siglo XX, dinamitado durante la Guerra Civil Española, y reconstruido en 1940. El puente es de hormigón armado, con vanos isostáticos de unos 10 m. de luz, tablero con sección en Pi, armado con barras lisas de acero y disponiendo de barras levantadas y cercos.

Se han llevado a cabo ensayos de punzonamiento sobre tres piezas extraídas del tablero, sometiénolas a una carga puntual en el centro de la losa superior, bajo tres niveles de coacción del movimiento horizontal de la base de las almas, para representar el comportamiento en tres zonas del puente: en centro de vano (coacción nula), en la zona de apoyos (coacción máxima) y en puntos intermedios.

Las dimensiones de las piezas se han determinado contando con las limitaciones de manejo de carga del puente grúa del laboratorio. Se han diseñado elementos de anclaje para sistemas de elevación y se han caracterizado los materiales mediante ensayos mecánicos. Los resultados obtenidos aportan una importante información sobre la resistencia de la losa bajo cargas puntuales y sobre la influencia de las coacciones al giro de las almas en la carga última y el tipo de rotura.

7.2 Conclusiones

7.2.1 Conclusiones relativas al estado del conocimiento

- Se ha realizado un estado del conocimiento sobre los estudios teóricos y experimentales previamente realizados y sobre los modelos más relevantes de predicción de la resistencia a punzonamiento de losas de hormigón armado, concluyendo que existen diferencias sustanciales entre ellos. Entre estos se han incluido las propuestas de la Instrucción EHE-08, el Eurocódigo EC2, la Norma ACI 318-19 y el Compression Chord Capacity Model (CCCM) desarrollado en la UPC.
- Un aspecto relevante es que existe una considerable diferencia entre las predicciones hechas con el Eurocódigo y con la Instrucción EHE (que en principio se basan en la misma formulación). Ello es debido al valor mínimo de la resistencia a punzonamiento cuando existe muy poca armadura de flexión, siendo el EC2 muy conservador.
- Se ha incluido el estudio del efecto de una carga axial sobre la resistencia a punzonamiento. Esta carga existe en este caso por efecto de la coacción al movimiento relativo de la base de las almas, que da lugar a una compresión en la losa superior y aumenta la capacidad a flexión transversal y a punzonamiento de la misma.

7.2.2 Planteamiento del ensayo (corte, manipulación de piezas, transporte).

- Los cortes realizados en obra para la sección entera del puente tanto transversal como longitudinal, dejaron piezas con medidas de 2800mm de ancho por 2100mm de largo. Estos cortes fueron acertados debido a que no ocasionaron problema alguno en obra, ni dentro del área de manipulación y colocación del ensayo en las instalaciones del laboratorio de estructuras de la UPC.

- Se realizó el diseño de anclajes metálicos con la instrucción de acero estructural EAE, estos se sobredimensionaron debido a la incertidumbre de los materiales y basado en experiencias anteriores de falla. Como resultado final se obtuvo un correcto diseño y uso de los mismos. Estos fueron diseñados para la adecuada manipulación de las piezas tanto en obra como en el laboratorio de estructuras de la UPC.
- Con el acertado corte de las piezas, se buscó la mejor manera de traslado de las mismas el cual fue con un camión tipo grúa con capacidad de 10.5 toneladas de carga, esto debido a que el peso de cada pieza fue alrededor de 7 toneladas. Con el respectivo uso de este tipo de camión no se tuvo problema alguno con el traslado de las piezas al laboratorio de estructuras de la UPC y la manipulación dentro del mismo.
- El montaje del ensayo y la estandarización de la instrumentación ha sido efectiva, con esto se ahorró tiempo al cambiar de piezas y se obtuvieron resultados fiables para los diferentes comportamientos que tuvo cada una de las piezas.
- Con el uso de la placa de acero de 200x200x40mm ubicada en el centro de la losa, se obtuvieron resultados confiables para su debida interpretación. Este tipo de placa se la utilizo debido a experiencia de ensayos similares realizados.

7.2.3 Ensayos sobre materiales.

- En los ensayos realizados se obtuvieron valores de deformación en el hormigón por el orden de 0.003, estos valores fueron satisfactorios ya que eran los esperados e indicaban en los planos.
- Se ha observado que existe mucha dispersión en los resultados obtenidos de la resistencia a compresión, debido a la heterogeneidad de este hormigón antiguo, con tamaños de árido mucho más grandes que los utilizados en la actualidad, por lo que quizás habría sido recomendable extraer más testigos o extraer testigos de la losa de las propias piezas ensayadas.
- Existe cierta dificultad para realizar ensayos de caracterización de los aceros, ya que las armaduras deben ser extraídas del interior de las piezas, picando el hormigón que las rodea, por lo que en determinadas situaciones es muy difícil extraerlas sin que sufran ningún daño.

7.2.4 Resultados experimentales.

- Las piezas que rompieron por flexión transversal posiblemente no representen la forma de rotura real del vano del puente en servicio, aunque se tratase de las zonas centrales en las que la coacción horizontal es mucho más pequeña. Probablemente se produciría un fallo por flexión local en los laterales de las almas.
- De producirse punzonamiento en el vano en servicio, este se produciría en las zonas próximas a los apoyos, pues la coacción del movimiento horizontal de las almas se ha visto que es fundamental para que se genere este tipo de fallo.
- La existencia de cartelas en la losa superior es beneficiosa para la resistencia en las zonas en las que existe coacción horizontal, puesto que la rigidez extra que añaden a la losa provoca que el punto de momento nulo se aproxime a la sección central (en sentido transversal), o lo que es lo mismo, se reduce la luz de cortante, lo que aumenta la resistencia a punzonamiento. En las zonas en las que no hay coacción horizontal o

es muy pequeña, la sección transversal se comporta como una pieza prácticamente isostática, por lo que la cartela no tiene apenas efecto.

- La carga de punzonamiento obtenida para la losa superior es mayor que la carga de diseño del vehículo pesado en la IAP-11, por lo que no es esperable que se produzca este tipo de fallo. Además en estos ensayos la capa asfáltica de rodadura fue retirada, por lo que no se cuenta con su efecto favorable (aunque pequeño) a la resistencia.

7.2.5 Comparación de las predicciones teóricas con los resultados experimentales.

- En los dos primeros ensayos, en los que se dio la rotura por flexión transversal, se produjo deslizamiento relativo entre las armaduras y el hormigón, pudiéndose comprobar como para aperturas de fisura de varios centímetros no se produjo la rotura de ninguna barra. Este fenómeno del bond-slip se piensa que es la casusa de la diferencia entre los resultados de laboratorio obtenidos y las predicciones hechas para los casos con poca o nula coacción horizontal.
- El modelo mecánico CCCM extendido a la presencia de axiles de compresión en la sección, ha predicho de manera muy exacta la carga obtenida en el tercer ensayo, por lo que parece que el planteamiento y las hipótesis adoptadas en el modelo son correctas. Además, entre las normativas actuales en uso, la EHE-08 es la que mejor ha predicho la carga obtenida en el tercer ensayo.

Este trabajo deja la puerta abierta a futuras investigaciones, como por ejemplo:

- Dado que el acero de refuerzo es liso se produce el efecto del bond-slip en la resistencia a flexión transversal, este tipo de fenómeno en la evaluación de puentes antiguos existentes no ha sido estudiado por lo que sería de gran utilidad para determinar en que influye este fenómeno en la capacidad resistente del puente.
- En el estudio se pudo apreciar que debido al cambio de coacción (en los apoyos de la base) se pudo obtener diferentes tipo de falla, por lo que cuantificar la coacción horizontal necesaria (cuanto se impide el movimiento horizontal) para determinar donde se produce el cambio en el tipo de fallo, ayudaría a conocer un mejor comportamiento de las piezas en situación de servicio.

8 REFERENCIAS

- ACI (American Concrete Institute). (2019). *Building code requirements for structural concrete and commentary*.
- UNE EN 12390-3. (s.f.). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas.
- UNE-EN 12390-13. (s.f.). Ensayos de hormigón endurecido. Parte 13: Determinación del módulo secante de elasticidad en compresión.
- Beltrán, L. (2019). Estudio experimental de la resistencia a punzonamiento de losas sometidas a fuerzas de tracción en su plano. Barcelona, España: Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.
- Bollinger, K. (1985). Load-Carrying Behaviour and Reinforcement of Axisymmetrically Loaded Reinforced Concrete Plates. 262. (A. B. Dortmund, Ed.) Dortmund, Germany: Doctoral Thesis.
- Broms, C. (1990). Punching of flat plates - a question of concrete properties in biaxial compression and size effect. *ACI Structural Journal*, 87(3), 292-304.
- Broms, C. (2005). *Concrete Flat Slabs and Footings Design method for Punching and Detailing for Ductility*, 114. (D. o. Engineering, Ed.) Stockholm: Royal Institute of Technology.
- Broms, C. (2009). Design method for imposed rotations of inferior slab-column connection. *ACI Structural Journal*, 106(5), 636-645.
- Casas, J., & Sobrino, J. (1992). "La evaluación y gestión de estructuras en servicio: Un arte o una técnica". *Hormigón y Acero*, 184, 41-50.
- Cladera, A., Marí, A., Bairán, J., Ribas, C., Oller, E., & Duarte, N. (2016). The compression chord capacity model for the shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams. *Struct Concr*, 17, 1017-32.
- Comisión Permanente del hormigón. (2011). *Instrucción de Hormigón estructural EHE-08*. Madrid, España: Ministerio de Fomento.
- Ericsson, S., & Farahaninia, K. (2010). Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs Supported on Edge Steel Columns. *Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design*, 148. Göteborg, Sweden: Chalmers University of Technology.
- European Committee for Standardization. (2002). *Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1: general rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.
- Federación Internacional de Hormigón (FIB). (2001). Punching of structural concrete slabs (trad. Punzonamiento de Losas de Concreto Estructural). (12), *Boletín*.

- Fédération Internationale du Béton (fib). (2012). *Model Code 2010, Volume 2 Final draf*, 377.
- Fédération Internationale du Béton. (2010). *Fib Model Code for Concrete Structures* (Vol. vol. 1).
- Fernández, M., Mirzaei, Y., & Muttoni, A. (2013). Post-Punching Behavior of Flat Slabs. *ACI Structural Journal*, 110, 801-812.
- Kinnunen, S., & Nylander, H. (1960). Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement. 158. (T. o. Technology), Ed.)
- Lawler, N. D. (2008). Punching Shear Retrofit of Concrete Slab-Column Connections with GFRP Shear Bolts. 169. (U. o. Waterloo, Ed.) Canada: Master thesis of Applied Scince in Civil Engineering.
- Marí , A., Bairán, J., Cladera, A., Oller, E., & Ribas, C. (2015). Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams. *Struct Infrastruct Eng*, 11, 1399-419.
- Marí, A., Bairán, J., Cladera, A., & Oller, E. (2016). Shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete beams based on a mechanical model. *J Struct Eng*, 142.
- Marí, A., Cladera, A., Oller, E., & Bairán, J. (2018). A punching shear mechanical model for reinforced concrete flat slabs with and without shear reinforcement. *Engineering Structures*, 166, 413-426.
- Menétrey, P. (1998). Relationship between flexural and punching failure. *ACI Structural Journal*, 98(4):412-9.
- Menétrey, P. (2000). Analitical Model for punching strength prediction. 190-199. Stockholm, Sweeden: International Workshop on Punching Shear of RC Slabs.
- Menétrey, P. (2002). Synthesis of punching failure in reinforced concrete. *Cement and concrete Composites*, 24, 497-507.
- Moeinaddini, F. (2012). Concentric Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Plates. (S. U. Technology, Ed.) Melbourne, Australia: Master of Engineering.
- Muttoni, A. (2008). Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*(105), 440-450.
- Omega. (2019). *¿Qué es una célula de carga y cómo funciona?* Recuperado el 13 de Octubre de 2019, de <https://es.omega.com/prodinfo/celulas-de-carga.html>.
- Planos del proyecto de reforma . (1928). *Camí veïnal de Gelida a Sant Llorenç d'Hortons, BV-2249. Projecte reformat i pressupost addicional de les avingudes i pont de formigó armat sobre el riu Anoia: memòria, plànols i pressupost.*

- RP Mecatronica. (2019). *Transductor de desplazamiento Temposonic serie-r MTS sensors RH-M-0200M-R02-1-A11*. Recuperado el 5 de Noviembre de 2019, de https://www.rpmecatronica.com/RH_M_0200M_R02_1_A11.
- Sensing sensores de medida. (2019). *Sensores de desplazamiento inductivos LVDT*. Recuperado el 7 de Noviembre de 2019, de <https://sensores-de-medida.es/medicion/sensores-y-transductores/sensores-dedesplazamiento/sensores-de-desplazamiento-inductivos-lvdt/>.
- Sobrino, J., & Casas, J. (1992). "¿Somos capaces de evaluar correctamente la seguridad de un puente existente? Aplicación al caso de un puente de hormigón pretensado". *Hormigón y Acero*, 184, 51-66.
- Sobrino, J., & Casas, J. (1993). "Metodología de evaluación estructural de puentes existentes de hormigón. Aplicación a un caso real". *Hormigón y Acero*, 189, 107-124.
- TE connectivity. (2019). *Linear Variable Differential Transformer*. Recuperado el 10 de Noviembre de 2019, de <https://www.te.com/usa-en/industries/sensor-solutions/insights/lvdt-tutorial.html>.
- UNE EN 12390-2. (s.f.). Ensayos de hormigon endurecido. Parte 2: Fabricacion y curado de probetas para ensayos de resitencia.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI JOURNAL, Proceedings V*. 83(No.2), pp.219-231.
- Walraven, J. C. (1981). Fundamental Analysis of Aggregate Interlock," *Journal of Structural Engineering*. (ASCE, Ed.) V.107(No. 11), 2245-2270.